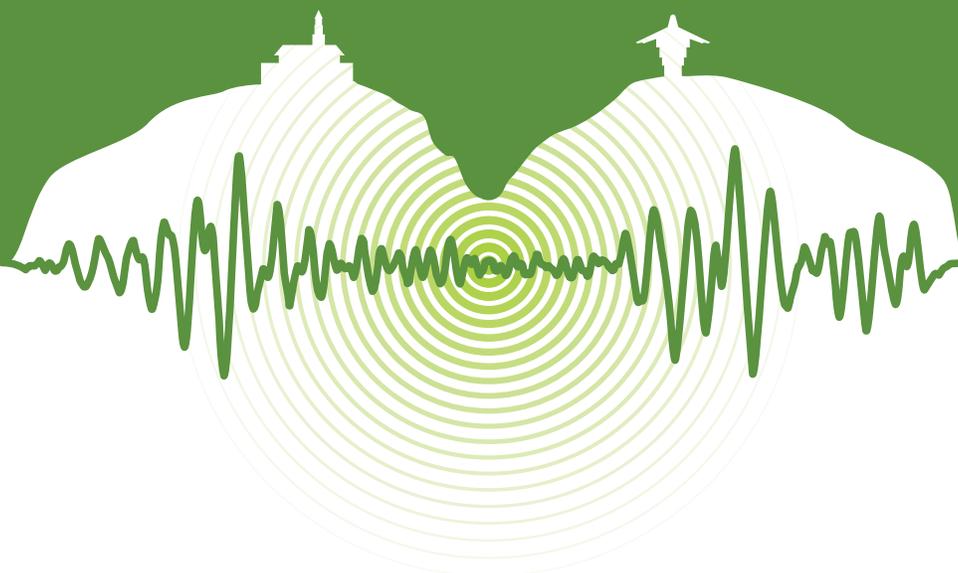
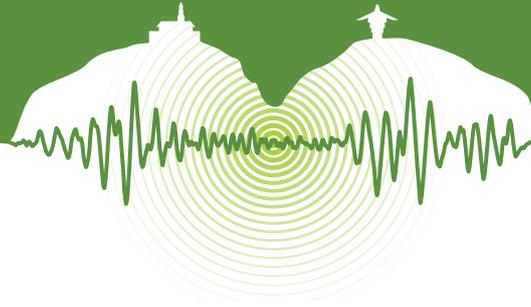


ESTADO DEL ARTE DE INGENIERÍA SÍSMICA EN COLOMBIA



Contenido



Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica (7: 2015: Bogotá, Colombia)

Estado del arte de Ingeniería sísmica en Colombia: VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica 2015 / Fernando Ramírez, Juan Carlos Reyes, Luis Eduardo Yamín, Juan Francisco Correal, autores compiladores. – Bogotá: Universidad de los Andes, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería de Sistemas y Computación, Ediciones Uniandes, 2015.

744 páginas; USB

ISBN 978-958-774-168-1

1. Ingeniería sísmica – Congresos, conferencias, etc. I. Ramírez, Fernando II. Reyes, Juan Carlos III. Yamín Lacouture, Luis Eduardo IV. Correal Daza, Juan Francisco Javier V. Universidad de los Andes (Colombia). Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería de Sistemas y Computación. VI. Tít.

CDD 624.1762

SBUA

Primera edición: mayo del 2015

© Fernando Ramírez, Juan Carlos Reyes, Luis Eduardo Yamín,
Juan Francisco Correal, autores compiladores

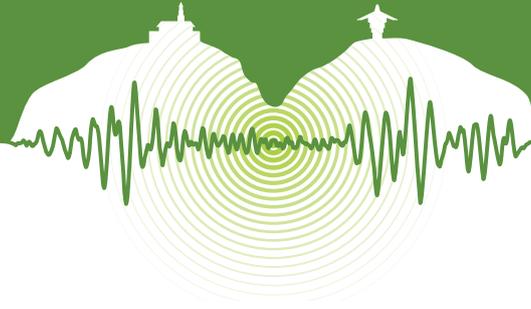
© Universidad de los Andes, Facultad de Ingeniería, Departamento
de Ingeniería de Sistemas y Computación

Ediciones Uniandes
Calle 19 núm. 3-10, oficina 1401
Bogotá, D. C., Colombia
Teléfono: 3394949, ext. 2133
<http://ediciones.uniandes.edu.co>
infeduni@uniandes.edu.co

ISBN: 978-958-774-168-1

Ajustes de textos y revisión bibliográfica: Carlos Granada
Diagramación e interactividad: Proceditor
Impreso en Colombia – Printed in Colombia

Todos los derechos reservados. Esta publicación no puede ser reproducida ni en su todo ni en sus partes, ni registrada en o transmitida por un sistema de recuperación de información, en ninguna forma ni por ningún medio, sea mecánico, fotoquímico, electrónico, magnético, electro-óptico, por fotocopia o cualquier otro, sin el permiso previo por escrito de la editorial.



CONTENIDO

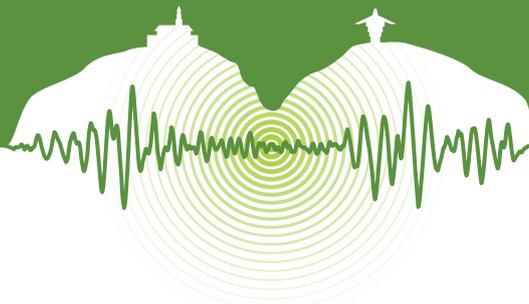
Presentación

1. Procedimiento general de escalamiento de registros sísmicos basado en análisis no lineal estático de múltiples modos
Autores: Andrea C. Riaño Escandón, Juan C. Reyes Ortiz, Erol Kalkan
2. Evaluación simplificada de efectos topográficos a partir de la difracción de ondas en cuñas
Autores: Cesar Sierra, Mario Sáenz, Juan Diego Jaramillo, Juan David Gómez
3. Método para estimación de espectros de diseño sísmico considerando efectos topográficos regionales y locales
Autores: Viviana Díaz Velez, Juan Vergara Gallego, Juan Diego Jaramillo, Juan David Gómez
4. Efecto de Topografía Realista en el Movimiento Sísmico de Terreno en los Andes Colombianos El Valle de Aburrá en Antioquia como Caso de Estudio
Autores: Dorian Restrepo, Jacobo Bielak, Juan Gómez, Juan Jaramillo y Ricardo Serrano
5. Curva híbrida de excedencia de pérdidas para Colombia: un enfoque retrospectivo y prospectivo
Autores: César A. Velásquez, Omar D. Cardona, Miguel G. Mora, Luis E. Yamin, Liliana Carreño, Alex H. Barbat
6. Evaluación probabilista de la amenaza sísmica a nivel mundial
Autores: Mario G. Ordaz, Omar Darío Cardona, Gabriel A. Bernal Granados, Shri Krishna Singh, Mario A. Salgado Gálvez, Daniela Zuloaga Romero
7. Avances en la determinación de una ecuación de atenuación para sismos de subducción profunda en Colombia
Autores: Carlos Lozano, Carlos Arteta, María Bermúdez, Aníbal Ojeda
8. Modelación 3D a gran escala para la simulación de movimientos de tierra en regiones sísmicas: Revisión del estado del arte
Autores: Andrea C. Riaño Escandón, Juan C. Reyes Ortiz, Luis E. Yamin Lacouture, Jacobo Bielak, Ricardo Taborda
9. Evaluación probabilista y espectral de la amenaza sísmica de Colombia y su uso en el nuevo código de puentes
Autores: Mario A. Salgado-Gálvez, Gabriel A. Bernal, Daniela Zuloaga y Omar Darío Cardona
10. Diseño sísmico de primera línea del metro de Bogotá
Autores: Jorge Alberto Rodríguez O.
11. Proyecto piloto para la microzonificación sísmica en Puerto Rico: el caso de Mayagüez
Autores: Andrés Villarreal, Luis E. Suárez
12. Interacción suelo-estructura como factor en las vibraciones perceptibles de un edificio en Bogotá
Autores: Fabián Consuegra, Camilo Marulanda, Camilo Phillips
13. Caracterización dinámica de un suelo usando un simulador sísmico
Autores: Salvador Mantilla, Eimar Sandoval, Peter Thomson
14. Actualización de la microzonificación sísmica de Manizales
Autores: Gabriel Bernal, Omar Darío Cardona, Mario A. Salgado, Claudia Villegas
15. Ensayos en mesa vibratoria de un modelo de puente de dos luces con materiales avanzados y columnas deconstruibles
Autores: Sebastián Varela, M. Saiid Saiidi
16. Criterios de selección de acelerogramas reales para su uso en análisis dinámicos para localidades colombianas
Autores: Alejandro Pardo, Ana B. Acevedo
17. Identificación de las propiedades dinámicas de una estructura sometida a excitación en la base utilizando el método del subespacio
Autores: Rubén D. Gómez A., Juan C. Botero P.
18. Uso de soluciones cerradas para la síntesis del movimiento del terreno cercano a la falla y la respuesta estructural de edificios
Autores: Andrés Alonso Rodríguez, Eduardo Miranda



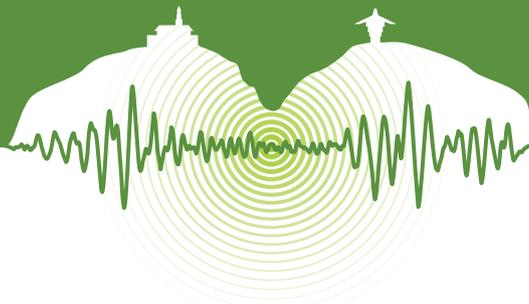
CONTENIDO

19. Efecto de la carga viva en el diseño sísmico de estructuras de almacenamiento de un piso
Autores: J. Nicolás Villamizar González, Juan C. Reyes, Luis Ardila Bothia, Oscar A. Ardila Giraldo, J. Paul Smith Pardo
20. Análisis comparativo de costos de estructuras de base fija vs estructuras con elementos disipadores de energía
Autores: Christian Iván Benavides, Gilberto Areiza Palma
21. Aspectos a considerar del diseño por capacidad para la ingeniería sísmica basada en desempeño: ¿Tienen nuestras estructuras un comportamiento predecible?
Autores: William Valencia Mina, Hugo Monsalve Jaramillo, Jhoan Sebastián Vargas Pinzon
22. Comportamiento dinámico de muros de mampostería no estructural reforzados mediante polímeros reforzados con fibra.
Autores: Camilo Vega, Nancy Torres
23. Evaluación del desempeño sísmico de una vivienda de muros de hormigón armado
Autores: Mathias Haindl, Matías A. Hube, Carlos Arteta
24. Comportamiento experimental de sistemas de diafragmas prefabricados con placas alveolares sin afinado de piso
Autores: Nelson M. Angel, Juan F. Correal
25. Comportamiento de muros delgados de concreto reforzado ante cargas laterales
Autores: Carlos A. Blandón, José F. Rave Arango, Ricardo L. Bonett Díaz
26. Herramienta computacional para control, adquisición y procesamiento de datos en laboratorios de ingeniería sísmica
Autores: Isabel Ramírez, Johannie Marulanda, Peter Thomson
27. Evaluación experimental del desempeño de un disipador de energía por deformación tipo riostra
Autores: Juan Oviedo, Juan Buitrago, José Patiño, Daniel Hoyos
28. Calibración matemática para determinar el desempeño de un disipador de energía por deformación tipo riostra
Autores: Juan Oviedo, Daniel Hoyos, Juan Buitrago, José Patiño
29. Aislamiento sísmico en Colombia: Caso de estudio Puentes Cra. 44, Cali
Autores: Nelson Betancour, Francisco Galvis
30. Estudio del comportamiento sísmico de una conexión Columna–Fundación para pilas prefabricadas de puentes
Autores: Francisco Galvis, Juan F. Correal, Nelson Betancour, Luis Yamin
31. Estabilización automática para el monitoreo estructural de largo plazo del edificio 350 de la Universidad del Valle
Autores: Lisandro A. Jiménez, Johannie Marulanda, Alejandro Cruz
32. Modelación numérica del comportamiento dinámico de estructuras de entramado ligero en Guadua laminada
Autores: Juan S. Echeverry, Juan F. Correal
33. Comparación de metodologías para determinar la distribución en altura de fuerzas sísmicas sobre diafragmas de piso
Autores: Christian C. Ángel, Rodrigo Rueda, Victor Hidalgo, Juan C. Reyes, Juan F. Correal
34. Período fundamental experimental de vibración de edificios de muros estructurales en la ciudad de Cali
Autores: Sebastián Castellanos, Alejandro Cruz, Johannie Marulanda, Peter Thomson
35. Simulación a escala de disipadores sísmicos
Autores: Gustavo A. Ospina, Michael Korec
36. Comportamiento experimental de elementos de borde de muros con capacidad de Disipación de Energía Especial (DES)
Autores: Carlos Arteta, Jack Moehle
37. Calificación de conexiones de perfiles I de acero–Viga conectada al eje débil de la columna
Autores: Carolina Andrade Garcia, Gabriel F. Valencia Clement
38. Evaluación experimental de una estrategia de control semiactivo en una estructura a escala reducida
Autores: Salvador Mantilla, Alexander Solarte, Mateo González, Carlos Riascos, Peter Thomson
39. Evaluación y desempeño sísmico de estructuras no convencionales: Estructuras de almacenamiento de sólidos a granel
Autores: Raúl Rincón, Luis E. Yamin, Alvaro Hurtado, Juan F. Pulido
40. Reforzamiento mediante bandas de FRP de puentes mexicanos ubicados en zona sísmica.
Autores: Hugo Hernández-Barríos y Cesar Elioza O.



CONTENIDO

41. Revisión de la Normatividad Mexicana sobre el diseño sísmico de estructuras tipo péndulo invertido.
Autores: Hugo Hernández-Barríos y Ulises Mena Hernández
42. Estudio Económico a Corto y Largo Plazo de una Edificación Aislada Sísmicamente en su Base Mediante Aisladores Elastoméricos
Autores: Kelly González, Esteban Pérez, Juan Oviedo
43. Diseño sísmico de puentes ordinarios y esenciales en Colombia
Autores: Nelson Betancour, Alicia Serrano, Francisco Galvis
44. Una propuesta para diseño de estructuras de madera, con el título G de la NSR-10
Autores: Zulma S. Pardo V.
45. Evaluación del comportamiento de conexión columna-cimentación para edificaciones de Guadua angustifolia
Autores: Sofía Andrade Pardo, Nancy Torres, Fabián Lamus Báez
46. Modelo analítico para la estimación de la respuesta histerética de muros delgados de concreto reforzado
Autores: Carlos Naranjo, Johannie Marulanda, Carlos Madera S.
47. Simulación Híbrida de Tiempo Real para la Implementación de un Amortiguador de Masa Sintonizado
Autores: Carlos Riascos, Peter Thomson, Shirley Dyke
48. Comportamiento sísmico de un edificio de concreto reforzado con disipadores tipo ADAS
Autores: Humberto Cabrera, Karina Carbajal
49. Técnica de identificación rápida de modos embebida en una red inalámbrica inteligente para identificación modal de estructuras civiles
Autores: Jean Michel Franco, Johannie Marulanda, Juan Martín Caicedo
50. Aplicación de un nuevo modelo para estimar deformaciones inducidas por sismo en tuberías superficiales
Autores: Jorge Arcila Zea, Juan Diego Jaramillo
51. Pórticos híbridos en Colombia. Un análisis comparativo
Autores: Juan Camilo Alvarez Botero, Edwin Alfonso Ramírez Casas, Juan Camilo Ortiz Restrepo
52. Diseño del sistema de resistencia sísmica en edificaciones de entramado ligero en Guadua laminada
Autores: Leonardo García, Juan F. Correal, Juan S. Echeverry
53. Efecto de los subterráneos en el comportamiento sísmico de edificios de muros de hormigón armado
Autores: W. Stalin Alcívar, Matías A. Hube
54. Caracterización dinámica de puentes viga-losa en concreto postensado mediante pruebas de vibración ambiental (AVT). Caso de estudio: puente El Ramo vía La Renta - San Vicente de Chucurí
Autores: Leonardo Herrera, Juan Arenas, Álvaro Viviescas
55. Comportamiento sísmico de puentes de concreto simplemente apoyados con aisladores de base.
Autores: Leocadio Rico Pradilla
56. Modelación del riesgo en edificaciones por deslizamientos detonados por sismos y lluvia
Autores: Johnny Alexander Vega, Cesar Augusto Hidalgo
57. Aseguramiento colectivo voluntario en Manizales: Evaluación del riesgo sísmico con fines de transferencia
Autores: Mabel C. Marulanda Fraume, Omar D. Cardona, Miguel G. Mora, Diana M. González, Alex Barbat
58. "Evaluación probabilista del riesgo sísmico para el GAR 2015
Autores: Omar D. Cardona, Mario G. Ordaz, Mario A. Salgado-Gálvez, Gabriel A. Bernal, Miguel G. Mora, Daniela Zuloaga, Claudia P. Villegas y Mabel C. Marulanda"
59. Evaluación de desempeño sísmico utilizando la pérdida económica como medida de desempeño
Autores: Daniela Zuloaga Romero, Jeff Budiman, J. Jay Shen
60. Anclajes para elementos no estructurales: Caso de estudio en los laboratorios de estructuras de la UMNG
Autores: Juan Felipe Vega Pérez, Julián Carrillo
61. Dimensión fractal del agrietamiento registrado en muros de concreto sometidos a demandas sísmicas
Autores: William Ávila, Julián Carrillo



CONTENIDO

62. Procedimiento numérico para la calibración de un modelo de espectro de fuente para la obtención de funciones de atenuación y su aplicación en Colombia
Autores: Gabriel Bernal, Mario G. Ordaz, Mario A. Salgado, Omar Darío Cardona, Alex Barbat
63. Simulación probabilista del riesgo sísmico en Lorca
Autores: Mario A. Salgado-Gálvez, Martha L. Carreño, Alex H. Barbat, Omar D. Cardona
64. Metodología para la generación de un modelo de exposición sísmica de Antioquia (Colombia)
Autores: Fernando A. Osorio, Ana B. Acevedo, Juan D. Jaramiilo
65. Análisis de riesgo sísmico de tanques de concreto ubicados en la ciudad de Manizales
Autores: Carolina Herrera, Luis E. Yamin, Álvaro Hurtado, Juan F. Pulido
66. Estimación holística del riesgo sísmico - nuevos enfoques
Autores: Martha Liliana Carreño, Omar Darío Cardona, Alex Barbat
67. Estudio comparativo de técnicas de identificación modal para monitoreo estructural en tiempo real
Autores: Paula A. Romero T., Johannie Marulanda, Peter Thomson
68. Modelo de costos de elementos estructurales y no estructurales para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones en concreto reforzado
Autores: Juan F. Hurtado, Luis E. Yamin, Álvaro Hurtado, Raúl Rincón, Iván D. Torres
69. Análisis dinámico incremental, una herramienta para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica en edificaciones
Autores: Álvaro Hurtado, Luis E. Yamin, Raúl Rincón, Juan F. Pulido, Juan F. Dorado, Juan C. Reyes
70. SISMan LISA: Sistema de Información Sísmica de Manizales– Laboratorio de Instrumentación Sísmica Automática
Autores: Gabriel Bernal, Julián Tristáncho, Omar Darío Cardona
71. Propuesta de adaptación del ASCE/SEI 31 y ASCE/SEI 41 para la evaluación y reforzamiento sísmico de edificaciones existentes en Colombia comparación con el NSR-10
Autores: Paulo Marcelo López, Pedro Nel Quiroga, Nancy Torres
72. Adaptación de un sistema ingenieril simplificado de evaluación y diseño de reforzamiento sismo resistente para vivienda en Bogotá
Autores: M. Lisbeth Blaisdell, Elizabeth Hausler Strand, Juan Caballero
73. Calificación de Procedimientos de Modificación de Acelerogramas para Análisis Estructural Basada en Escenarios Sísmicos Condicionales
Autores: Carlos Arteta, Silvia Mazzoni, Norman Abrahamson
74. Evaluación y análisis del riesgo en las principales ciudades de Colombia
Autores: Juan F. Pulido, Luis E. Yamin, Raúl Rincón
75. Ensayos monotónicos de paneles de concreto reparados externamente con tejidos de fibras de carbono
Autores: Julián Carrillo, Fabián Echeverri



Presentación

La Universidad de los Andes y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica tienen el gusto de anunciar el VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, el cual se llevará a cabo los días 27, 28 y 29 de mayo de 2015 en el edificio Mario Laserna de la Universidad de los Andes, Bogotá (Colombia).

El congreso busca reunir estudiantes, profesionales, investigadores y profesores universitarios interesados en la ingeniería sísmica para que compartan sus experiencias, amplíen sus conocimientos y fortalezcan sus redes de colaboración. El evento contará con reconocidos invitados internacionales quienes presentarán los más recientes avances en sismología, geotecnia, ingeniería estructural y riesgo sísmico. La gran variedad de temas y el alto perfil de los conferencistas y participantes hacen de este congreso el evento de la ingeniería sísmica más importante de la región.

Rodeada por las montañas de la cordillera Oriental de los Andes colombianos, Bogotá es una ciudad multicultural que vale la pena conocer y disfrutar. En la zona más tradicional de la ciudad se encuentra ubicado el campus de la Universidad de los Andes, clasificada dentro de las cinco mejores universidades de Latinoamérica. En conjunto con la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, agrupación que reúne a los más reconocidos profesionales de la ingeniería sísmica, la Universidad de los Andes está comprometida en garantizar que su participación en el congreso sea una experiencia memorable.

El congreso se compone de las siguientes áreas temáticas.

1. Sismología y amenaza sísmica

Incluye: origen, propagación y representación de los sismos y sus efectos en la corteza terrestre; modelación de fuentes sismogénicas; curvas de recurrencia sísmica; modelos de atenuación sísmica; modelos probabilísticos para estimar la amenaza sísmica; zonificación sísmica; selección y modificación de señales sísmicas para el análisis de estructuras; tendencias en la definición de espectros de diseño en normativas.

2. Respuesta dinámica de suelos e Interacción suelo-estructura-fluido

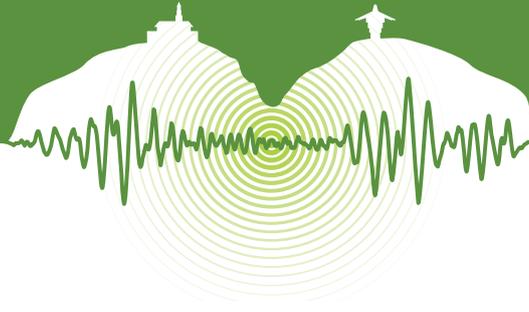
Incluye: modelos matemáticos del suelo; ensayos de campo y laboratorio para determinar propiedades dinámicas del suelo; métodos numéricos de propagación de ondas sísmicas a través del suelo; microzonificación sísmica de ciudades o regiones; interacción cinemática e inercial entre suelos, estructuras y/o fluidos; análisis sísmico de cimentaciones superficiales y profundas; análisis sísmico de presas, muelles, tanques, etc.

3. Análisis, diseño y comportamiento sísmico de estructuras

Incluye: desarrollo y uso de nuevos materiales y sistemas constructivos en aplicaciones sísmo-resistentes; métodos analíticos, experimentales o computacionales para la evaluación de las propiedades mecánicas y potenciales aplicaciones sísmicas de nuevos materiales; últimas tendencias mundiales en el análisis no lineal de estructuras; desarrollo y uso de nuevas herramientas computacionales y métodos numéricos para el análisis y diseño sísmico; diseño sísmo-resistente; modelación experimental e instrumentación sísmica de obras civiles; dispositivos pasivos y/o activos para control de movimiento sísmico en estructuras; diseño y comportamiento sísmico de edificios, puentes o estructuras industriales de alta complejidad; diseño de hospitales en zonas sísmicas; diseño y comportamiento sísmico de muros, diafragmas de piso, nudos o conexiones entre elementos, elementos no estructurales, apoyos, etc.

4. Vulnerabilidad, reforzamiento y riesgo sísmico de estructuras

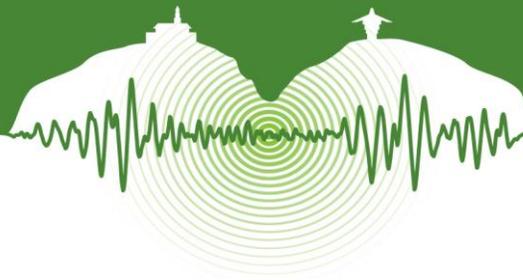
Incluye: evaluación de vulnerabilidad sísmica de estructuras usando metodologías no lineales; rehabilitación sísmica de estructuras mediante técnicas o dispositivos modernos; causas del colapso de estructuras por terremotos; evaluación de la vulnerabilidad sísmica de componentes y sistemas; curvas de fragilidad; evaluación del riesgo sísmico de ciudades o regiones incluyendo aspectos sociales y financieros; estrategias para la transferencia, retención y mitigación del riesgo sísmico; estrategias para la recuperación social y económica de zonas afectadas por terremotos; responsabilidad compartida entre arquitectos, urbanistas e ingenieros estructurales en el diseño sísmo-resistente; compatibilidad entre normas urbanas y normas sísmicas.



Área temática 1

Sismología y amenaza sísmica

Incluye: origen, propagación y representación de los sismos y sus efectos en la corteza terrestre; modelación de fuentes sismogénicas; curvas de recurrencia sísmica; modelos de atenuación sísmica; modelos probabilísticos para estimar la amenaza sísmica; zonificación sísmica; selección y modificación de señales sísmicas para el análisis de estructuras; tendencias en la definición de espectros de diseño en normativas.



Procedimiento general de escalamiento de registros sísmicos basado en análisis no lineal estático de múltiples modos

General modal pushover-based scaling procedure of ground motion records

Andrea C. Riaño¹, Juan C. Reyes² y Erol Kalkan³

¹Estudiante Doctoral, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia

²Profesor Asociado, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia

³Research Structural Engineer, Earthquake Science Center of United States Geological Survey, Menlo Park, CA, USA

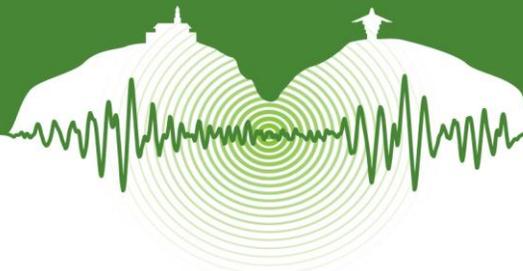
RESUMEN

Para determinar los parámetros de demanda de ingeniería (EDPs), los estándares norteamericanos de diseño y evaluación de estructuras requieren análisis no-lineales cronológicos para un set de registros sísmicos; esto con el fin de verificar que el nivel de desempeño sísmico de la estructura sea adecuado. Para conducir estos análisis se requiere un set de registros escalados o modificados que representen los niveles de sismicidad locales. El propósito de los procedimientos de escalamiento es determinar el mínimo factor de escala para un conjunto pequeño de registros sísmicos, de tal forma que los registros escalados proporcionen una estimación precisa de la mediana de la respuesta estructural “esperada”, y que al mismo tiempo sean eficientes, es decir que reduzcan la variabilidad registro a registro de la respuesta. La mayoría de los métodos de escalamiento de registros sísmicos, se desarrollan con base en espectros de demanda elásticos. Este tipo de métodos pueden no ser apropiados para: (1) sitios cercanos a fuentes sísmicas, dado que la deformación inelástica puede ser significativamente mayor a la deformación del sistema lineal correspondiente; (2) para edificios altos en los cuales la contribución a la respuesta de los modos de vibración superiores puede ser importante, o (3) para edificios de planta irregular con modos que tengan fuerte acoplamiento entre las componentes laterales y torsionales. El procedimiento de escalamiento de registros sísmicos basado en análisis no lineal estático de múltiples modos (MPS, del inglés modal pushover-based scaling procedure) considera explícitamente la resistencia estructural y determina factores de escala para garantizar que el desplazamiento en cubierta de la estructura alcance un valor objetivo. Posteriormente, el método selecciona un grupo reducido de registros sísmicos que conduzcan a estimaciones precisas y eficientes de los EDPs. Este artículo presenta el procedimiento MPS generalizado para análisis estructural en tres dimensiones (3D). Adicionalmente, el procedimiento desarrollado es comparado con el procedimiento de escalamiento de registros sísmicos del estándar ASCE/SEI 7-10. Para la validación del método, se condujeron análisis para una componente del registro sísmico en 5 estructuras existentes con planta simétrica con 4, 6, 13, 19 y 52 pisos. Para dos componentes del registro sísmico, se analizaron 48 sistemas estructurales de un piso y 10 edificaciones de varios pisos. Esta evaluación del procedimiento MPS permitió concluir lo siguiente: (1) Los registros escalados y seleccionados con el procedimiento MPS proporcionaron estimaciones precisas los valores esperados de los EDPs y conducen a una variabilidad registro a registro reducida; (2) El procedimiento MPS es superior al procedimiento de escalamiento del estándar ASCE/SEI 7-10.

Palabras clave: Análisis cronológico no lineal, diseño sísmico, procedimiento de escalamiento de registros sísmicos basado en análisis no lineal estático de múltiples modos.

ABSTRACT

Performance-based procedures for evaluating existing buildings and proposed designs of new buildings in U.S. require response history analyses (RHAs) of the building's computer model for an ensemble of earthquake records to determine engineering demand parameters (EDPs) for validation of a performance criterion targeted. The objective of intensity-based scaling procedures is



to determine scale factors for a small number of records such that the scaled records provide an accurate estimate of median “expected” structural responses, and, at the same time, are efficient—reduce the record-to-record variability of response. Most intensity-based scaling procedures, utilizing elastic spectral demands, may not be appropriate for near-fault sites where the inelastic deformation can be significantly larger than the deformation of the corresponding linear system, or for tall buildings where the higher modes’ contributions to responses are significant, or for unsymmetric-plan buildings where two coupled lateral-torsional vibration modes may provide comparable contributions to response. Presented here is a generalized ground motion selection and scaling procedure called modal pushover-based (MPS) procedure. The MPS procedure explicitly considers structural strength, and determines a scaling factor for each record to match an inelastic target deformation value, and then selects a small set of scaled records that lead to accurate and efficient estimates of engineering demand parameters (EDPs). This paper generalizes the MPS procedure, currently restricted for symmetric-plan buildings, to multistory unsymmetric-plan buildings, and investigates the accuracy and efficiency of the developed MPS procedure for nonlinear RHA of three-dimensional (3D) structural systems. In addition, the developed procedure is compared against the ASCE/SEI 7-10 scaling procedure for 3D analysis. Analyses for one component of ground motions were conducted for five existing symmetric-plan buildings of 4, 6, 13, 19 and 52 stories; for two components of ground motion, 48 single-story systems and ten multi-story buildings were analyzed. This evaluation of the MPS procedure has led to the following conclusions: (1) the MPS procedure provided accurate estimates of median values of EDPs, and reduced record-to-record variability of the responses; (2) the MPS procedure is much superior compared to the ASCE/SEI 7-10 procedure.

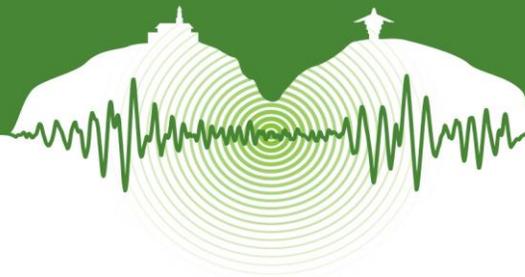
Keywords: Response history analysis, seismic design, modal pushover-based scaling procedure

1 INTRODUCCIÓN

El diseño o la evaluación de estructuras existentes con cierto grado de irregularidad requiere de métodos diferentes a los convencionales para determinar su nivel de desempeño ante posibles eventos sísmicos. Aunque aún es ampliamente utilizado el análisis estático no-lineal o “pushover”, el uso del método cronológico no-lineal (RHA, del inglés Response History Analysis) se ha incrementado. Este segundo método, permite determinar los parámetros de demanda de ingeniería EDPs—desplazamientos, derivas, fuerzas, deformaciones en los miembros, etc.—por medio de un análisis no-lineal de un modelo de computador de la estructura sometido a un set de registros sísmicos con múltiples componentes. Sin embargo, uno de los mayores inconvenientes es que el análisis de la estructura debe ser conducido para un gran número de registros compatibles con la amenaza sísmica del sitio de construcción. Esto es problemático, no solo por el tiempo de procesamiento requerido, sino también cuando no se cuenta con un número adecuado de registros sísmicos que representen la sismicidad del sitio en particular, como es el caso de Colombia.

La estimación precisa y eficiente de las demandas sísmicas usando análisis cronológico no lineal se basa en la selección y escalamiento adecuado de los movimientos de tierra utilizados como entrada. Tanto la selección como el escalamiento de los registros son procesos igualmente importantes para conservar la condición de amenaza específica del sitio y su aleatoriedad inherente. Hoy en día la mayoría de los métodos de selección y escalamiento de registros son adecuados para edificios simétricos en planta, en los cuales la respuesta es dominada por el primer modo de vibración. Existe, por lo tanto, la necesidad de un método robusto que permita seleccionar y escalar registros para conducir análisis cronológico no lineal de edificios con irregularidad en planta, en los cuales la respuesta puede verse afectada por torsión significativa.

Kalkan y Chopra (2009) desarrollaron el procedimiento de selección y escalamiento de registros sísmicos basado en análisis no lineal estático de múltiples modos (MPS, del inglés modal pushover-based scaling) para la evaluación de estructuras existentes y el diseño de estructuras nuevas. En este procedimiento cada registro sísmico es escalado por un factor tal que la deformación máxima del sistema inelástico correspondiente de un grado de libertad (UGDL) sometido al registro escalado alcance una deformación objetivo. El sistema inelástico UGDL se caracteriza a partir de la curva fuerza deformación del análisis no lineal estático del



edificio sometido a una distribución de fuerzas proporcional a su primer modo de vibración. El procedimiento MPS ha demostrado ser preciso y eficiente para edificios bajos, de mediana y gran altura con planta simétrica Kalkan y Chopra (2009, 2010, 2011), sometidos a una componente del movimiento de tierra. Recientemente, Reyes y Chopra (2011, 2011, 2012) extendieron el procedimiento MPS para una componente (mencionado anteriormente) a las dos componentes horizontales del movimiento de tierra.

Reyes y Quintero (2014) propusieron una nueva versión del procedimiento MPS para estructuras de un piso, irregulares en planta. Reyes et al. (2014) generalizaron este procedimiento para ser aplicado a edificaciones de varios pisos con irregularidad en planta. En esta investigación, el procedimiento desarrollado es comparado con el método de escalamiento de registros sísmicos para análisis en 3D del estándar americano ASCE/SEI 7-10 (de aquí en adelante ASCE7). Con base en los resultados de 9 edificaciones de varios pisos con irregularidades en planta, se muestra que el procedimiento general de MPS genera resultados superiores en términos de precisión y eficiencia en comparación con los obtenidos del procedimiento de escalamiento de registros sísmicos del ASCE/SEI 7-10.

2 PROCEDIMIENTO GENERAL DE ESCALAMIENTO DE REGISTROS SÍSMICOS BASADO EN ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO DE MÚLTIPLES MODO

El procedimiento general de MPS se implementó en tres fases: (1) desplazamiento objetivo en cubierta y análisis de “Pushover”, (2) fase de escalamiento y (3) fase de selección. El procedimiento paso a paso se presenta a continuación y es válido para análisis en 3D de edificaciones de varios pisos.

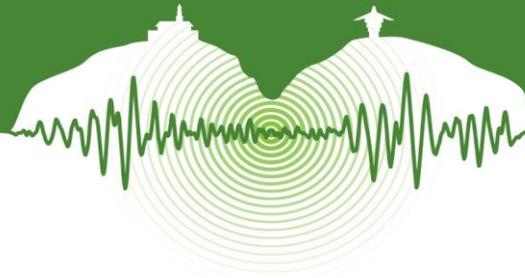
2.1 Desplazamiento objetivo en cubierta y análisis de “Pushover”

- (1) Para un sitio dado, defina los espectros objetivo \hat{A}_x y \hat{A}_y , en este estudio se tomaron como la mediana de los valores espectrales de las dos componente del registro sísmico para un amortiguamiento del 5%.
- (2) Calcule las frecuencias naturales ω_n (periodos T_n) y modos de vibración ϕ_n de los modos de vibración de la estructura. Para cada dirección principal en planta de la edificación (x o y), identifique los primeros 3 modos con la mayor masa modal efectiva.
- (3) Obtenga la curva de cortante basal contra desplazamiento de cubierta, $V_{bn} - u_m$, o curva *pushover*, a partir del análisis no lineal estático del edificio sometido a una distribución invariante de fuerzas proporcional al n -ésimo modo de vibración:

$$s_n^* = \begin{bmatrix} \mathbf{m}\phi_{xn} \\ \mathbf{m}\phi_{yn} \\ \mathbf{I}_o\phi_{\theta n} \end{bmatrix}$$

Donde \mathbf{m} es la matriz diagonal del orden N con $m_{jj} = m_j$, la masa concentrada del piso “ j ”, \mathbf{I}_o es la matriz diagonal de orden N con $I_{oj} = I_{oj}$, el momento de inercia del diafragma del piso “ j ” alrededor del eje vertical con respecto al centro de masas (CM); y los subvectores ϕ_{xn} , ϕ_{yn} y $\phi_{\theta n}$ del n -ésimo modo. Este paso debe ser implementado únicamente para los primeros tres modos en la dirección de análisis considerada; este paso puede ser omitido para modos altos si estos son tratados como modos lineales elásticos (Chopra, 2007).

- (4) Idealice la curva de *pushover* $V_{bn} - u_m$ como una curva bilineal o trilineal, según sea apropiado. Convierta cada curva de *pushover* idealizada en la relación fuerza-deformación del sistema inelástico UGDL del modo n , $F_{sn}/L_n - D_n$, usando las relaciones conocidas (Chopra, 2007):



$$\frac{F_{sn}}{L_n} = \frac{V_{bn}}{M_n^*} \quad D_n = \frac{u_m}{\Gamma_n \phi_m}$$

donde F_{sn} es una función de histéresis no lineal de la n-ésima coordenada modal (Chopra, 2007) y M_n^* es la masa efectiva modal del n-ésimo modo.

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} = \frac{\phi_n^T M \mathbf{1}}{\phi_n^T M \phi_n} \quad M = \begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & I_o \end{bmatrix} \quad \mathbf{1}_x = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad \mathbf{1}_y = \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$\mathbf{1}$ y $\mathbf{0}$ son vectores de dimensión N con todos los elementos iguales a uno y cero, respectivamente; y ϕ_m es el valor de ϕ_n en cubierta.

- (5) Determine el desplazamiento objetivo en cubierta \hat{u}_r . Para un sistema con periodo T_n , coeficiente de amortiguamiento ξ_n , y una curva de fuerza-desplazamiento (paso 3) conocidos, determine la deformación máxima, para el sistema inelástico UGDL del modo n debida a cada uno de los registros sin escalar, $\ddot{u}_g(t)$, resolviendo:

$$\ddot{D}_n(t) + 2\xi_n \omega_n \dot{D}_n(t) + \frac{F_{sn}}{L_n} = -\ddot{u}_g(t) \Rightarrow D_n$$

Calcule \hat{D}_n como la media geométrica de los valores de D_n . Calcule el desplazamiento en la cubierta en la dirección en consideración para cada modo n como $\hat{u}_m = \Gamma_n \phi_m \hat{D}_n$, y calcule el desplazamiento en cubierta en la dirección en consideración \hat{u}_r a partir de los valores \hat{u}_m , mediante un método de combinación modal adecuado. En el caso en que el espectro de diseño esté establecido previamente, la deformación objetivo \hat{D}_n se puede calcular como $\hat{D}_n = C_{Rn} \hat{D}_{no}$, donde C_{Rn} es la relación inelástica de deformación estimada por medio de ecuaciones empíricas [11], $\hat{D}_{no} = (T_n / 2\pi)^2 \hat{A}_n$ y \hat{A}_n es la aceleración espectral objetivo para el periodo T_n .

2.2 Fase de escalamiento

- (6) Determine el factor de escala SF para cada registro sísmico en la dirección en consideración resolviendo la ecuación no lineal: $u_r - \hat{u}_r = 0$, donde u_r es el desplazamiento máximo en cubierta en la dirección en consideración debido a los registros sísmicos escalados. Dado que el sistema es no lineal, SF no puede ser determinado a priori. El procedimiento se resume a continuación:

(a) Seleccione un valor inicial del factor de escala SF y determine la deformación, para el sistema inelástico UGDL del modo n debida al registro escalado resolviendo: $\ddot{D}_n(t) + 2\xi_n \omega_n \dot{D}_n(t) + F_{sn} / L_n = -(SF) \ddot{u}_g(t) \Rightarrow D_n(t)$

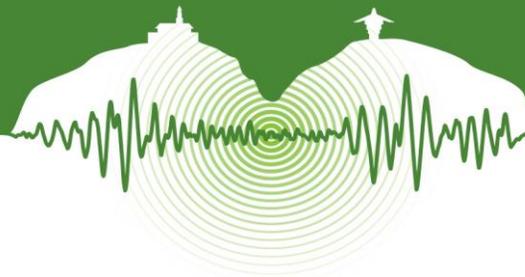
(b) Calcule el desplazamiento en la cubierta en la dirección en consideración para cada modo n como: $u_m = \Gamma_n \phi_m D_n$

(c) Calcule el desplazamiento en cubierta en la dirección en consideración como: $u_r = \max \left(\sum_n u_m(t) \right)$

(d) Estime el error: $\varepsilon = u_r - \hat{u}_r$

(e) Ajuste el valor del factor de escala SF , y repita los pasos “a” a “d” hasta que ε sea menor al valor de tolerancia.

En este estudio, el paso 6 fue implementado por medio de un algoritmo numérico. Los factores de escala SF_x y SF_y se determinan desarrollando los pasos “a” al “e” separadamente para las componentes x y y del registro sísmico. Note que las curvas de *pushover* (paso 4) y el desplazamiento objetivo en cubierta (paso 5) serán diferentes para las dos componentes horizontales del registro sísmico.



2.3 Fase de selección

(7) Seleccione los primeros k registros con los menores valores de:

$$Error = \sum_{i=4}^6 ((SF_x A_x(T_i) - \hat{A}_x(T_i)) + (SF_y A_y(T_i) - \hat{A}_y(T_i)))$$

donde \hat{A}_x y \hat{A}_y son vectores de valores espectrales \hat{A}_i para diferentes periodos T_i , ($T_i = T_4, T_5, T_6$), A_x y A_y son vectores de valores espectrales de los registros sin escalar para los mismos periodos.

El procedimiento general de MPS presentado considera únicamente la respuesta modal en la dirección de análisis. Para demostrar que el procedimiento MPS es preciso en la determinación del máximo desplazamiento en cubierta, aun en estructuras cuyos modos altos presentan una participación considerable en la respuesta, se realizaron pruebas con varios edificios irregulares en planta. Como ejemplo, a continuación se presentan los resultados para una estructura con pórticos de acero resistentes a momentos de 15 pisos con planta en forma de “L”. Se seleccionó este edificio pues los factores de participación modal Γ_n en la dirección x son: 0.872, 0.574 y -0.345 para el primer, segundo y tercer modo con mayor masa efectiva (modos utilizados en el procedimiento MPS) y en la dirección y son -0.459, 0.887 y 0.172. La Figura 1 muestra las series en el tiempo del desplazamiento en cubierta en dirección x calculada con: (1) el paso 6 del procedimiento MPS y (2) análisis cronológico no lineal de la edificación sometida a las dos componentes horizontales del registro sísmico #7 (Tabla 1; Reyes et al, 2014). Para el procedimiento MPS, esta figura incluye los desplazamientos en cubierta en dirección x resultantes de la componente x del registro sísmico #7 (u_{xx} en la Figura 1a), y también como resultado de la componente y del registro sísmico (u_{xy} en la Figura 1b); La Figura 1c presenta la respuesta total $u_{rx} = u_{xx} + u_{xy}$. El desplazamiento exacto en dirección x calculado con PERFORM3D se incluye en las Figuras 1a y 1c por medio de la línea de mayor espesor. Al comparar los valores de u_{xx} con los valores exactos (u_x)_{perform3D} obtenidos de PERFORM3D, se hace evidente que aun en estructuras en la que hay modos con participación modal alta en ambas direcciones horizontales, el procedimiento MPS conduce a resultados precisos de los estimaciones de los máximos desplazamientos en cubierta, considerando únicamente los 3 modos con mayor masa modal efectivas y la respuesta modal de la dirección de análisis (dirección x en este caso). Esto como consecuencia de que los valores máximos en la dirección de análisis aparecen en diferentes tiempos cuando la estructura es sometida a las componentes x y y del movimiento de tierra.

3 PUNTO DE COMPARACIÓN

El *benchmark* o punto de comparación de un EDP es definido en este estudio como la mediana de los EDPs obtenidos del análisis cronológico no lineal de los edificios sometidos a un conjunto numeroso de registros sísmicos sin escalar. La precisión y eficiencia de los procedimientos MPS y ASCE7 es determinada por medio de la comparación de la mediana de los EDPs estimados de subconjuntos de registros sísmicos con los valores del *benchmark*, y por medio de la comparación de la variabilidad registro a registro de los EDPs.

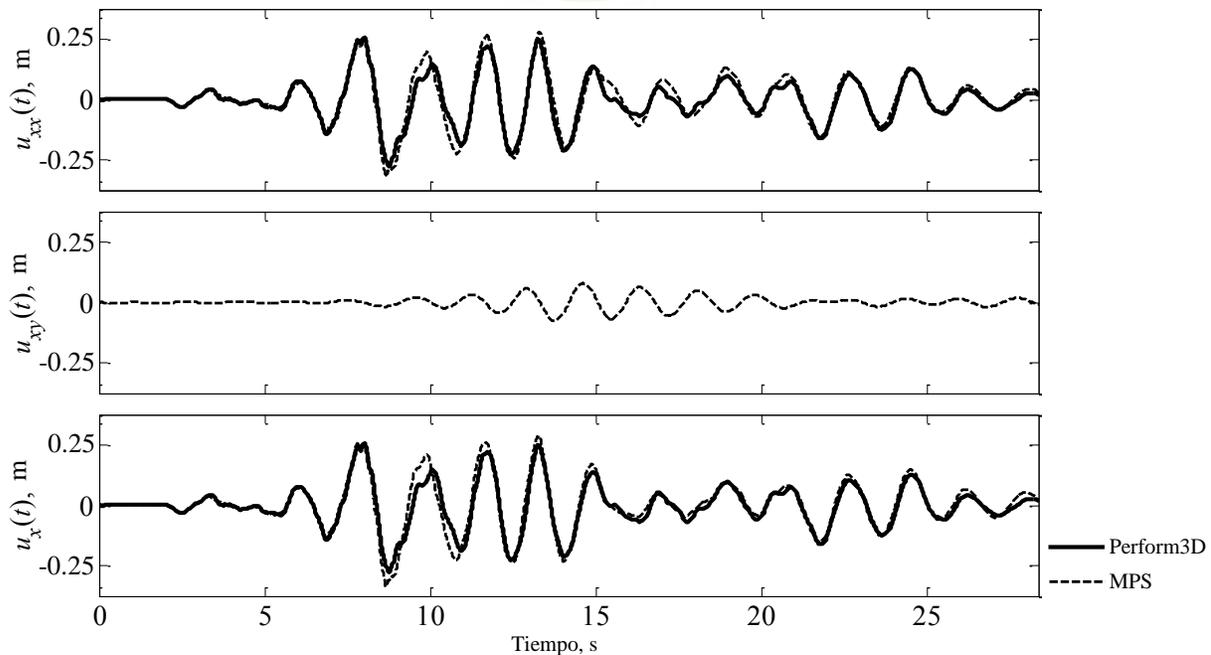
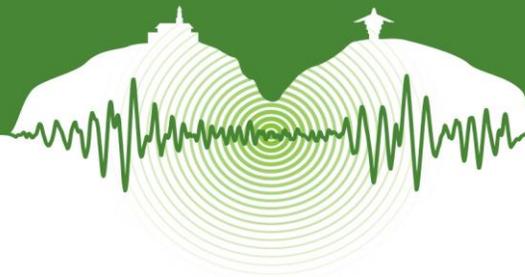


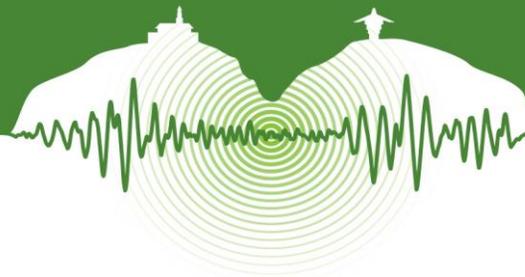
Figura 1: Desplazamiento en CM en cubierta de la estructura L15 (dirección x) - Predicción vs Perform3D.

4 CASOS DE ESTUDIO PARA ANALISIS USANDO UNA COMPONENTE SISMICA

Para una sola componente del registro sísmico, el procedimiento MPS escala cada registro por un factor tal que la deformación del primer modo del sistema inelástico de UGDL coincide con el valor objetivo de deformación inelástica. Cuando los pasos 1 al 6 del procedimiento mostrado en la sección 2 se implementan para una componente del registro sísmico, se pueden considerar las siguientes simplificaciones: (1) solo el modo fundamental de vibración en la dirección de análisis es utilizado en los pasos 3 a 6; (2) la deformación objetivo \hat{D}_1 puede ser utilizada en lugar del desplazamiento en cubierta \hat{u}_r ; (3) con el fin de calcular el factor de escala SF del paso 6, la ecuación no lineal puede ser escrita como: $D_1 - \hat{D}_1 = 0$; (4) la fase de selección (paso 7) puede considerar únicamente los valores espectrales sin escalar para el segundo modo en la dirección de análisis en lugar de los valores espectrales en T_4, T_5 y T_6 . Estas simplificaciones pueden reducir significativamente el tiempo computacional.

Un conjunto numeroso de edificios representativos de California fueron seleccionados para estudiar los procedimientos MPS y ASCE7 para una sola componente del registro sísmico. Este grupo consiste en 3 estructuras existentes de baja y mediana altura con pórticos de acero resistentes a momento (SRMF) con 4, 6 y 13 pisos, y dos edificios altos existentes de acero con sistema estructural SMRF de 19 y 52 pisos. La descripción de estas estructuras y detalles completos de sus modelos analíticos pueden encontrarse en Kalkan y Chopra (2011, 2012). Para este estudio un total de 21 registros sísmicos de campo cercano fueron seleccionados. Estos movimientos fueron registrados durante eventos sísmicos con magnitud de momento $M_w \geq 6.5$ a distancias a la falla $R_{RUP} \leq 12$ km. Los registros seleccionados se muestran en la Tabla 1 de las referencias Kalkan y Chopra (2011, 2012).

Para estos edificios, la mediana de los EDPs atribuibles a sets de 7 registros sísmicos escalados por medio de los métodos MPS Y ASCE7, fueron obtenidos por medio del análisis cronológico no lineal de las edificaciones y fueron comparados con los valores objetivo de los EDPs (*benchmark*). Resultados representativos de las edificaciones altas (19 y 52 pisos) se muestran en la Figura



2. Para la estructura de 19 pisos, las primeras 3 columnas de la Figura 2 muestran el *benchmark* (abreviado a *bench*) y los valores de los EDPs obtenidos con los registros seleccionados y escalados con los procedimientos ASCE7 Y MPS. Las siguientes 3 columnas de la Figura 2, muestran resultados similares para el edificio de 52 pisos. Los marcadores y líneas horizontales representan la mediana de los EDPs \pm una desviación estándar σ asumiendo una distribución log normal. Para propósitos de comparación, los valores del *benchmark* se representan en todos los casos con una línea punteada. El método de escalamiento ASCE7 sobreestima ampliamente la relación de derivas de piso (IDRs, del inglés inter-story drift ratios) en casi todos los pisos; por ejemplo, los IDRs son sobreestimados alrededor del 80% para el edificio de 19 pisos y en aproximadamente 170% en el caso de la estructura de 52 pisos. En contraste, los IDRs obtenidos con los registros resultantes del procedimiento MPS difieren en menos del 10% con el *benchmark* en la mayoría de los casos. Adicionalmente, la dispersión en los EDPs como resultado de los sismos escalados con el método del ASCE7 es mucho mayor a la obtenida con MPS. Resultados similares se observaron para las otras tres estructuras analizadas (de baja y mediana altura); estos resultados no se muestran debido a limitaciones de espacio. Resultados adicionales se pueden encontrar en Kalkan y Chopra (2010, 2011, 2012).

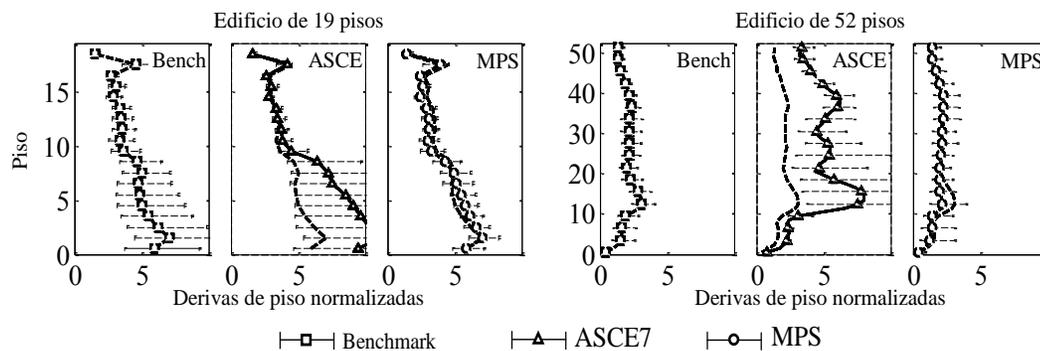
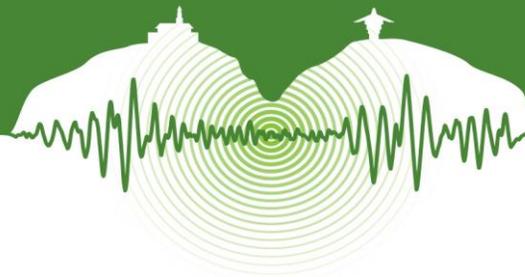


Figura 2: IDRs en porcentaje para los edificios de 19 y 52 pisos. En cada caso el marcador y la línea horizontal representan la mediana del EDP \pm desviación estándar, asumiendo distribución log-normal.

5 CASOS DE ESTUDIO PARA ANALISIS USANDO DOS COMPONENTES SISMICAS

La exactitud y eficiencia del procedimiento MPS para estructuras de varios pisos simétricas en planta fueron examinadas usando un modelo computacional de una edificación existente de 9 pisos con pórticos de acero resistentes a momento (Reyes y Chopra, 2011). Para edificios irregulares en planta, dos categorías de estructuras hipotéticas fueron consideradas: de un piso y de varios pisos. Para el grupo de un piso se modelaron 48 estructuras con periodos de vibración fundamental T_n igual a 0.2, 0.5, 1 y 2 segundos, y con factor de reducción de resistencia R igual a 2, 3, 5 y un valor que conduce a diseño lineal elástico. El sistema de resistencia contra fuerzas laterales está conformado por pórticos de acero con diagonales concéntricas restringidas a pandeo, con conexiones viga-columna no resistentes a momento. Para las estructuras de varios pisos se consideraron 9 edificios de acero de 5, 10 y 15 pisos. El sistema estructural seleccionado para todos los edificios fue pórticos resistentes a momento. La forma en planta de estos edificios se muestra en la Figura 3. Los edificios son identificados por medio de las letras R, L y T seguido por el número de pisos: La plata R es aproximadamente rectangular, la planta T es simétrica alrededor del eje x , y la planta L es asimétrica respecto a los ejes x y y . Más detalles de los sistemas estructurales incluyendo los períodos fundamentales, modos de vibración, factores de irregularidad en planta etc. se pueden encontrar en Reyes y Quintero (2014) y Reyes et al. (2014).



Para las estructuras de un piso, los treinta registros de campo cercano seleccionados corresponden a 9 eventos sísmicos superficiales intra-placa con magnitud de momento $M_w = 6.7 \pm 0.2$, registrados a distancias entre 0.1 y 15 km. El escenario sísmico para el caso de las estructuras de varios pisos consiste en treinta registros sísmicos correspondientes a siete eventos sísmicos superficiales intra-placa con magnitud de momento $M_w = 6.7 \pm 0.2$, medidos a distancias entre los 20 y 30 km. Los registros seleccionados se muestran en la Tabla 1 de Reyes y Quintero (2014) y Reyes et al. (2014).

El procedimiento desarrollado en la sección 2 es comparado con el procedimiento de escalamiento ASCE7. Resultados representativos para estructura de un piso y para los edificios de 15 pisos se muestran en las Figuras 4 y 5, respectivamente. En ambos casos las estructuras tienen forma en planta de L, con irregularidad en planta significativa. La Figura 4 incluye 3 sets de 7 registros sísmicos seleccionados aleatoriamente (llamados “MPS-Rand” y “ASCE7-Rand”) y un set de 7 registros sísmicos seleccionados mediante la aplicación de un procedimiento de selección mejorado (llamados “MPS-Best” y “ASCE7-Best”). Los desplazamientos en cubierta (normalizados por los resultados correspondientes del *benchmark*) obtenidos de los sets “MPS-Rand” (Fig.4) son precisos, y muestran una variación “registro a registro” y “set a set” baja. Solo en el caso de las estructuras con factor de reducción de resistencia $R=2$, la precisión disminuye. Se observa un aumento considerable en la precisión y eficiencia cuando los sets “MPS-Best” son utilizados para estimar los desplazamientos en cubierta; En este caso, los errores no son mayores al 20%. Los desplazamientos en cubierta obtenidos de los sets “ASCE7-Rand” (Fig. 4) son en general menos precisos y muestran una variabilidad “registro a registro” y “set a set” mayor. La sobreestimación de los desplazamientos alcanza valores del 40%.

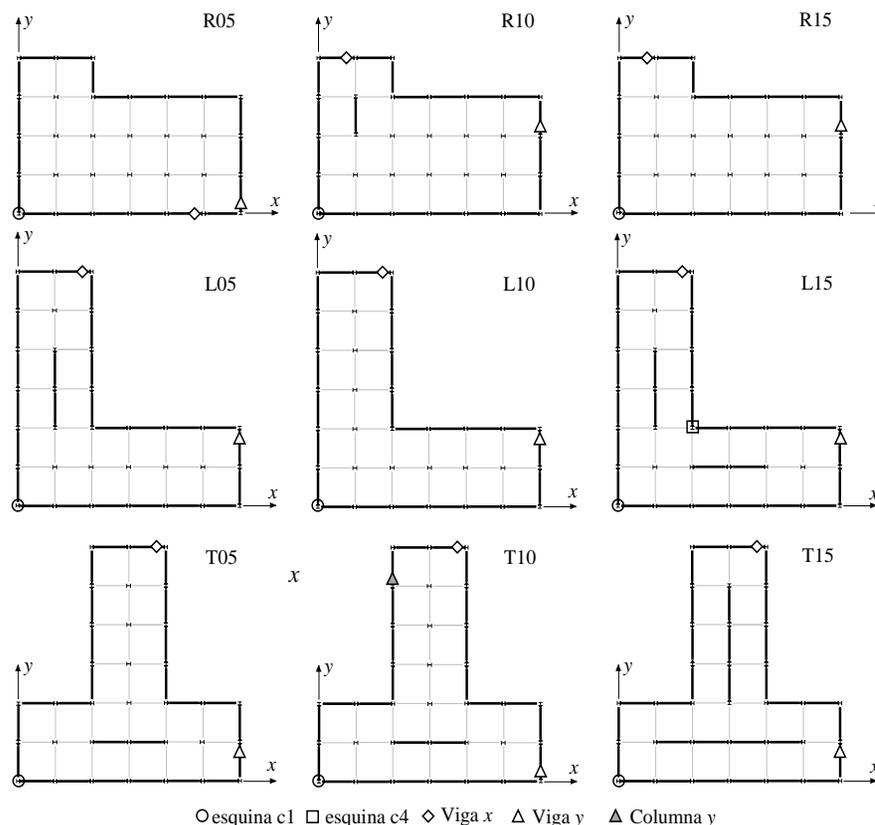
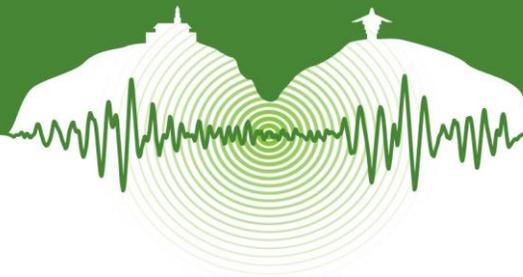


Figura 3: Vistas en planta de los sistemas estructurales seleccionados.



La Figura 5 muestra derivas de piso en una esquina de la estructura L15 (c1 en la Fig. 3), resultantes de los registros escalados y seleccionados con los procedimientos MPS y ASCE7 junto con los valores del *benchmark*. Esta figura confirma que para el caso de estructuras de varios pisos (edificio L15), los registros escalados con el procedimiento MPS conducen a resultados que presentan una mayor precisión en la estimación de la mediana de los EDPs en comparación con los valores obtenidos de los registros escalados con el procedimiento ASCE7. Las máximas diferencias encontradas al escalar los registros sísmicos con el procedimiento ASCE7 son minimizadas cuando los registros son escalados con el procedimiento MPS; por ejemplo, el error en derivas de piso decrece del 28% al 8% al utilizar el procedimiento MPS. Debido a limitaciones de espacio, se muestra un conjunto representativo de resultados; hallazgos adicionales se pueden encontrar en Reyes y Quintero (2014) y Reyes et al. (2014).

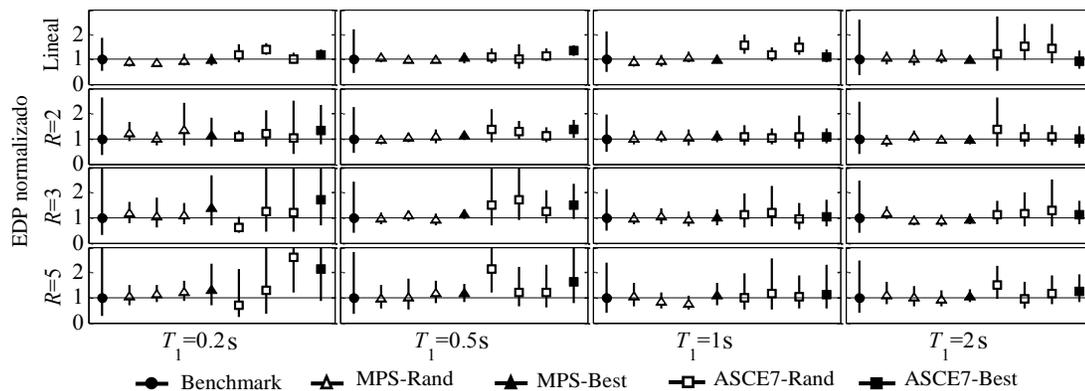


Figura 4: Resultados de los EDPs normalizados de desplazamiento en dirección y para la planta tipo B. (a) Centro de masa. (b) Punto C1. (c) Punto C2. En cada caso el punto y la línea vertical representan el valor del EDP \pm una desviación estándar, asumiendo una distribución log-normal. El valor esperado del EDP (*benchmark*) es el primero en ser representado en cada conjunto de resultados y corresponde al punto en forma de círculo.

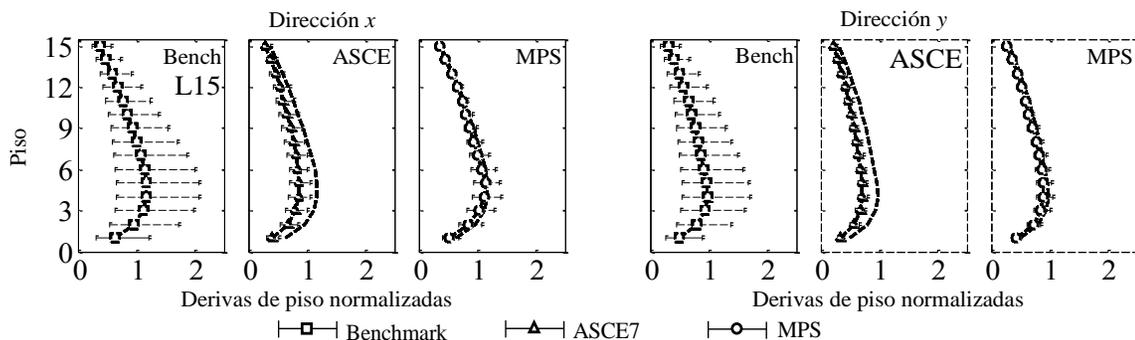


Figura 5: Derivas de piso en dirección x y para la planta L15 (ASCE7 y MPS). En cada caso la línea horizontal representa el valor del EDP \pm una desviación estándar asumiendo una distribución log-normal.

CONCLUSIONES

Este paper presenta un resumen de un procedimiento general de selección y escalamiento de registros sísmicos para análisis cronológico no lineal de edificaciones con irregularidad significativa en planta. Con base en los resultados de múltiples casos de estudio, se demuestra que los registros sísmicos escalados y seleccionados con base al procedimiento MPS conducen a estimaciones mucho más precisas y eficaces en comparación con las obtenidas de los registros resultantes del método de escalamiento ASCE7.



Esta superioridad es evidente en dos aspectos. Primero, los registros sísmicos escalados con el método MPS generan valores de la mediana de los EDPs que son cercanos a los valores del *benchmark*. Segundo, la dispersión (variabilidad registro a registro) en los EDPs correspondiente a los siete registros escalados es mucho menor cuando los registros son escalados con el procedimiento MPS.

REFERENCIAS

- Chopra, A.K. y Chintanapakdee, C. 2004. Inelastic deformation ratios for design and evaluation of structures: Single-degree-of-freedom bilinear systems. *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol 130, n° 9, pp. 1309-1319.
- Chopra, A.K. 2007. *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering* (4th ed.). New York: Prentice-Hall.
- Kalkan, E. y Chopra, A.K. 2009. Modal Pushover-Based Ground Motion Scaling Procedure for Nonlinear Response History Analysis of Structures. *Proceedings of the Structural Engineers Association of California Convention*, San Diego, California.
- Kalkan, E. and Chopra, A.K. 2010. *Practical guidelines to select and scale earthquake records for nonlinear response history analysis of structures*. (U.S. Geological Survey Open-File Report 2010-1068). Recuperado de <http://pubs.usgs.gov/of/2010/1068/>.
- Kalkan, E. y Chopra, A.K. 2011. Modal-pushover-based ground-motion scaling procedure. *Journal of Structural Engineering*, Vol 137, N° 3, pp. 298-310.
- Kalkan, E. y Chopra, A.K. 2012. Evaluation of Modal Pushover-based Scaling of one Component of Ground Motion: Tall Buildings. *Earthquake Spectra*, Vol 28, N° 4, pp. 1469-1493.
- Reyes, J.C. y Chopra, A.K. 2012. Modal Pushover-Based Scaling of Two Components of Ground Motion Records for Nonlinear RHA of Buildings. *Earthquake Spectra*, Vol 28, N° 3, pp. 1243-1267.
- Reyes, J.C. y Chopra, A.K. 2011. Three-dimensional modal pushover analysis of buildings subjected to two components of ground motion, including its evaluation for tall building. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol 40, pp. 789-806.
- Reyes, J.C. y Chopra, A.K. 2011. Evaluation of three-dimensional modal pushover analysis for asymmetric-plan buildings subjected to two components of ground motion. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol 40, pp. 1475-1494.
- Reyes, J.C. y Quintero, O. 2014. Modal pushover-based scaling of earthquake records for nonlinear analysis of single-story asymmetric-plan buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol 43, pp. 1005-1021.
- Reyes, J.C., Riaño, A.C., Kalkan, E. y Arango, C.M. 2014. Extending modal pushover-based scaling (MPS) procedure for nonlinear response history analysis of multi-story unsymmetric-plan buildings. *Engineering Structures*.



Evaluación simplificada de efectos topográficos a partir de la difracción de ondas en cuñas.

Simplified evaluation of topographic effects starting from the diffraction of waves in wedges

Cesar Sierra¹, Mario Sáenz¹, Juan Diego Jaramillo² y Juan David Gómez²

¹Estudiante de doctorado, Escuela de Ingeniería, Universidad EAFIT, Medellín, Colombia

²Profesor Asistente, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad EAFIT, Medellín, Colombia

RESUMEN

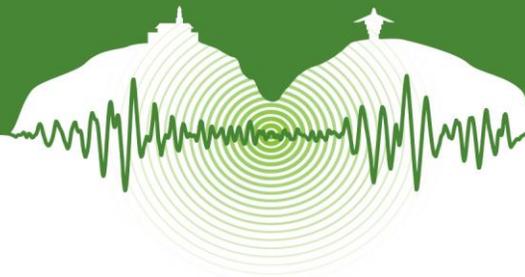
Se presenta una metodología simplificada a partir de la superposición de los campos incidentes, reflejados y difractados para construir el campo de desplazamientos en la superficie de un semiespacio elástico lineal, homogéneo e isotrópico, con una superficie irregular formada por trazos continuos y puntos de discontinuidades; cuñas (fuentes de difracción). La metodología propuesta está planteada en el dominio de la frecuencia y consiste en sumar las funciones de transferencia de los tres campos mencionados: incidente, reflejado y difractado. Los dos primeros campos son bien conocidos y documentados, y es entonces en la construcción simplificada del tercer campo en donde radica la contribución del trabajo. La construcción propuesta del campo difractado parte de la solución propuesta por Keller para la difracción de los campos electromagnéticos, que son equivalentes a la propagación de ondas mecánicas del tipo *SH*. Los desplazamientos finales en la superficie y estimados con la metodología presentada, se comparan con los que resultan de resolver el mismo problema aplicando una solución numérica que hace uso del método de elementos de frontera. La similitud de los resultados obtenidos con ambas metodologías hacen de la propuesta una alternativa promisoría para estimar efectos topográficos de manera simplificada. Por otro lado, poder contar con una metodología de primera mano para evaluar un problema del que hasta ahora solo se conocen algunas soluciones analíticas para casos muy particulares, permite no solo entender conceptualmente el problema y juzgar su impacto en casos particulares, si no poder juzgar lo adecuado o no de las soluciones numéricas, que en muchos casos adolecen de graves problemas de modelación por tratarse de problemas de propagación con dominios infinitos.

Palabras clave: Efectos topográficos, Propagación de ondas, Difracción de ondas

ABSTRACT

A simplified methodology is presented starting from the superposition of incident, reflected and diffracted fields in order to construct the displacement field on the surface of a linear, homogeneous and isotropic elastic half-space with an irregular surface formed by continuous lines and points of discontinuities, i.e. wedges: the sources of diffractions. The proposed methodology is developed in the frequency domain and consists of adding the transfer functions of these three fields: incident, reflected and diffracted. The first two fields are well known and documented, and it is then in the simplified construction of the third field where the contribution of the work lies. The proposed construction of the diffracted field start by the solution given by Keller for the diffraction of electromagnetic fields, which are equivalent to the propagation of mechanical *SH* waves. The final displacements at the surface and using the methodology presented here are compared with those resulting from solving the same problem by applying a numerical solution that uses the boundary element algorithm. The similarity of the results obtained with both methods make the proposal a promising alternative to estimate topographic effects in a simplified manner. Moreover, a methodology to assess by first hand a problem that so far only have very few analytical solutions for special cases, allows not only conceptually understand the problem and judge its impact on individual cases, but to judge the adequacy or not of the numerical solutions, which often have serious modeling problems because these are problems dealing with wave propagation within infinite domains.

Keywords: Topographic effects, Wave propagation, Waves diffraction.



1 INTRODUCCIÓN

La incidencia de la topografía ha sido ampliamente reconocida como un factor importante en la determinación de la amenaza sísmica. Su consideración puede llegar a generar modificaciones en diseños sísmicos, variaciones espaciales significativas en las señales sísmicas, tener efectos importantes en los estudios de microzonificación sísmica, etc. Entre las evidencias atribuibles a la influencia de estos efectos se encuentran las altas aceleraciones registradas en el sismo de San Francisco (California, EEUU, 1991) en la presa de Pacoima (Trifunac & Hudson, 1971), y en la montaña Tarzana durante el sismo de Northridge (EEUU, 1994; Bouchon & Barker, 1996). También, se destacan los daños en edificaciones reportados durante los sismos de Tokachi-Oki (Japan, 1968), Konazi (Greece, 1995; Nguyen & Gatmiri, 2007) los cuales fueron asociados a la presencia de accidentes topográficos cercanos.

Debido a la relevancia evidente de los efectos topográficos en el análisis de amenaza y evaluación de riesgo sísmico, el problema ha tenido investigación activa durante las últimas cuatro décadas. Entre los trabajos se destacan: Ashford, Sitar, Lysmer & Deng (1997); Assimaki & Jeong (2011); Barani, Massa, Lovati & Spallarossa (2014); Bielak et al. (2010); Boore (1972); Gao & Zhang (2013); Gao et al. (2012); Geli, Bard & Jullien (1988); Komatitsch et al. (2004); Sanchez-Sesma & Rosenbluth (1979); Sanchez-Sesma (1983); Trifunac (1971; 1973); Tsaur & Hsu (2013). En estos estudios se pueden identificar dos líneas de investigación interesantes: por un lado, la determinación de algunas soluciones analíticas que han sido de gran utilidad para la validación de implementaciones numéricas; y por otro, importantes desarrollos computacionales que han permitido simular escenarios con topografías más realistas y complejas. No obstante a estos esfuerzos para lograr el entendimiento del problema y a los notables progresos en el campo, la incorporación de este fenómeno aún no es acogida en el ejercicio de la ingeniería y pocas regulaciones de diseño lo consideran (for Standardization. Brussels, 2003), (NTC08, 2008). Esto se debe quizás a que su consideración implica la solución de un problema de propagación de ondas que en los casos de perturbaciones geométricas con formas arbitrarias adquiere un alto nivel de complejidad que dificulta la obtención de una solución. Incluso, cuando se cuenta con una solución analítica en algunos casos de topografía simple, la solución puede ser compleja de aplicar.

En este trabajo se presenta una metodología simplificada a partir de la superposición de los campos de desplazamientos incidente, reflejado y difractado, para construir el campo total de desplazamientos en la superficie de un semiespacio elástico lineal, homogéneo e isotrópico, y bajo la incidencia de un frente plano de onda con polarización SH . La superficie irregular es conformada por trazos continuos y puntos de discontinuidades; cuñas (fuentes de difracción). En la primera parte se describe la partición física de la solución en campo óptico y campo difractado, representados geoméricamente por frentes de onda planos y cilíndricos, respectivamente. Luego, se revisa la solución propuesta por Pathak a partir de la solución elemental de Keller para la difracción de un campo electromagnético, y se aplica para construir el campo difractado de ondas mecánicas polarizadas SH . Se muestra como la solución se construye a partir de un arreglo de soluciones elementales. El método se aplica a un cañón en V y sus resultados en el dominio del tiempo y en el dominio de la frecuencia se comparan con una solución numérica obtenida con un algoritmo basado en elementos de frontera. Por último, se identifica la importancia del campo difractado en la solución total y se esboza una estrategia de simplificación del método.

2 MÉTODO SDB

2.1 División alternativa de los campos de desplazamientos

La superposición basada en difracción, SDB, se fundamenta en el carácter lineal del problema, lo que permite que la solución total pueda ser escrita como la suma de una cantidad arbitraria de particiones. Una de estas posibles particiones está basada en la definición de movimiento de campo libre habitualmente empleada en ingeniería sísmica, en la cual, la respuesta total se construye como la superposición de un campo incidente u^{IN} , sus reflexiones (campo reflejado) u_A^R , y un campo disperso u_A^S . Escribiendo la definición habitual de movimiento de campo libre como $u_A^0 \equiv u^{IN} + u_A^R$, es posible escribir el campo total u^T , como:

$$u^T = u_A^0 + u_A^S \quad (1)$$

Una división alternativa de la respuesta total, presentada en (Gomez, Restrepo, Jaramillo, & Valencia, 2013), constituye la base del método SDB y a continuación será explicada haciendo referencia a la Figura 1. La figura presenta de forma esquemática el problema de dispersión en un dominio que ha sido dividido en un dispersor Ω y un semiespacio que lo soporta Ω^+ .

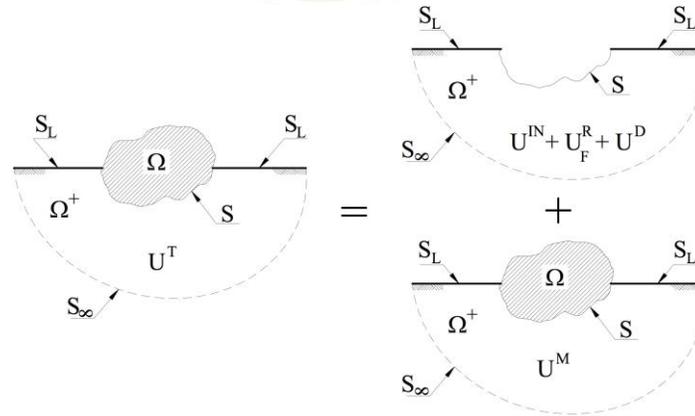


Figura 1: Partición del dominio

Basados en esta partición de sub-dominios, se puede escribir el campo total como:

$$u^T = u^{IN} + u_F^R + u^D + u^M \quad (2)$$

Los primeros tres términos del lado derecho de la ecuación (2) corresponden al campo incidente, a las reflexiones de este campo incidente al encontrarse con la superficie libre S que resulta al remover el dispersor, y al campo difractado u^D que es requerido para restaurar la continuidad de las componentes $u^{IN} + u_F^R$. El término u^M es un campo adicional introducido por el dispersor Ω . Si se identifican y definen los términos $u^{IN} + u_F^R$ de la solución como el campo óptico u_F^0 o como el campo incidente y reflejado físico, es posible reescribir la solución total como la ecuación (3):

$$u^T = u_F^0 + u^D + u^M \quad (3)$$

Si ahora se considera el término $u^D + u^M$ como una forma alternativa de campo disperso de movimiento, o como un desplazamiento relativo u_F^S entre la solución total y el campo óptico, la ecuación (3) puede ser escrita como:

$$u^T = u_F^0 + u_F^S \quad (4)$$

En problemas que involucran únicamente irregularidades topográficas $u^M = 0$ y $u_F^S = u^D$, y el campo total puede ser escrito como:

$$u^T = u_F^0 + u^D \quad (5)$$

Ahora, como el campo óptico u_F^0 puede ser obtenido de forma analítica, la construcción de la solución total se hace posible siempre que se disponga de una forma para calcular el campo difractado. Este término puede ser calculado siguiendo la propuesta de (Jaramillo, Gomez, Saenz & Vergara, 2012) que representa la irregularidad topográfica mediante la superposición de un número determinado de cuñas con aperturas, inclinaciones y ángulos de incidencia adecuados para encontrar el campo difractado total partiendo de la solución de una cuña infinita generalizada. Es evidente que la formulación habitual del problema, presentada en (1) es más conveniente para hacer un tratamiento numérico del problema, pero la superposición dada por (5) tiene un fundamento físico más fuerte que resulta ser mucho más conveniente para un enfoque analítico.

2.2 Solución Fundamental

La cuña fundamental empleada para representar vía superposición la irregularidad topográfica se muestra en la Figura 2. Esta solución fue propuesta por Kouyoumjian & Pathak (1974) en el contexto de la propagación de ondas electromagnéticas usando la teoría geométrica de la difracción (GTD), propuesta originalmente por Keller (1962) y particularizada al caso de ondas polarizadas de tipo SH en superficies topográficas por Jaramillo et al., 2012.

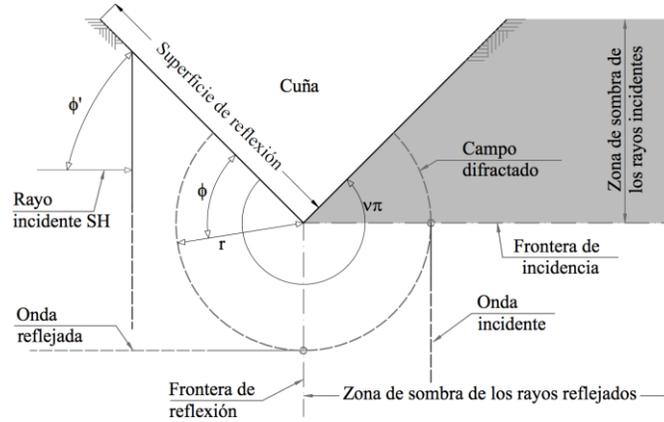


Figura 2: Onda plana SH que incide horizontalmente contra una cuña infinita. Como el frente incidente es obstruido y reflejado por la superficie libre de la cuña, se delimitan zonas iluminadas por los rayos incidentes y zonas iluminadas por los rayos reflejados. La superposición de estos campos es discontinua, sin embargo, la continuidad es restablecida por un frente cilíndrico difractado que incursiona en las zonas de sombra.

El campo difractado, w^D , generado por la interacción de un frente de onda plano o cilíndrico con la singularidad geométrica conformada por el vértice de la cuña, está dado por:

$$u^D(\phi, r) = A \frac{e^{-i(kr + \frac{\pi}{4})}}{2v\sqrt{2\pi}\sqrt{kr}} \left[\cot\left(\frac{\pi + (\phi - \phi')}{2v}\right) F(kLa^+(\phi - \phi')) + \cot\left(\frac{\pi - (\phi - \phi')}{2v}\right) F(kLa^-(\phi - \phi')) + \cot\left(\frac{\pi + (\phi + \phi')}{2v}\right) F(kLa^+(\phi + \phi')) + \cot\left(\frac{\pi - (\phi + \phi')}{2v}\right) F(kLa^-(\phi + \phi')) \right] \quad (6)$$

En la ecuación (6), r es la coordenada radial del punto a evaluar respecto al vértice de la cuña, ϕ es la coordenada angular medida respecto a la superficie de reflexión, ϕ' es el ángulo de incidencia medido desde la superficie de reflexión, $\nu\pi$ es el ángulo de la cuña (ν es un factor entre 0.0 y 2.0), y k es el número de onda. Los términos restantes que aparecen en la ecuación (6) son definidos como:

$$F(X) = 2i\sqrt{X}e^{iX} \int_{\sqrt{X}}^{\infty} e^{-i\tau^2} d\tau; \quad a^{\pm}(\theta) = 2\cos^2\left(\frac{2\nu\pi N^{\pm} - \theta}{2}\right)$$

$$N^+ = \begin{cases} 0 & \text{si } \theta \leq \nu\pi - \pi \\ 1 & \text{si } \theta > \nu\pi - \pi \end{cases} \quad N^- = \begin{cases} -1 & \text{si } \theta < \pi - \nu\pi \\ 0 & \text{si } \pi - \nu\pi \leq \theta \leq \pi + \nu\pi \\ 1 & \text{si } \theta > \pi + \nu\pi \end{cases}$$

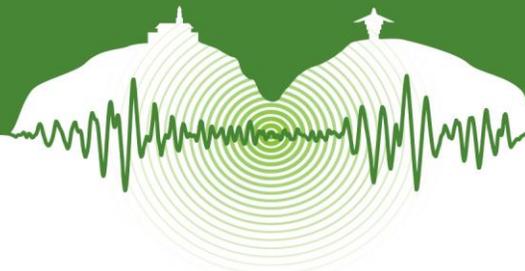
$$L = r \quad \text{Para incidencia de frentes de onda planos}$$

$$L = \frac{rr'}{r + r'} \quad \text{Para incidencia de frentes de onda cilíndricos}$$

Donde r' es el radio de la onda cilíndrica incidente

2.3 Construcción de la solución de un problema de dispersión

Se considera el caso de un dispersor geométrico arbitrario como el presentado por las líneas discontinuas en la Figura 3. Si el frente incidente ilumina la totalidad de la superficie, la difracción tendrá origen únicamente en los puntos de discontinuidad B , C , D y E . En estos puntos es posible calcular los campos difractados correspondientes empleando la solución fundamental presentada en la ecuación (6). El procedimiento para obtener la solución total se reduce al cálculo de los campos incidentes, reflejados y difrac-



tados, pero debido a que la obtención de la contribución del campo incidente y reflejado físico (óptico) es trivial, y el interés principal se centra en capturar el efecto de la difracción, a continuación se analiza un dispersor geométrico simple conformado por unas cuantas líneas rectas.

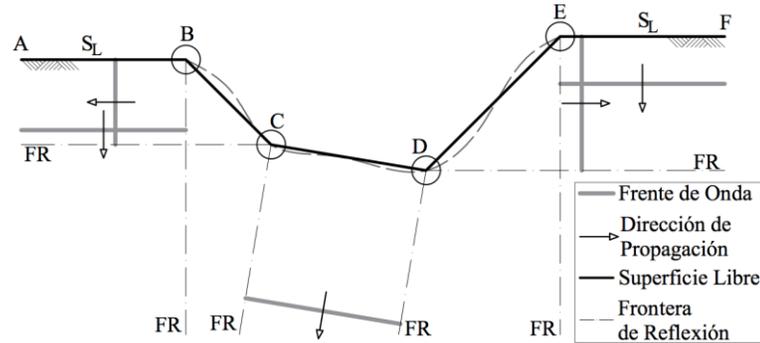


Figura 3: Esquema de una irregularidad topográfica. Las fronteras de reflexión y las fuentes de difracción son generadas en cada singularidad geométrica.

En la generalización esquemática del problema el dispersor arbitrario conformado por las líneas gruesas discontinuas es representado ahora por los segmentos de líneas continuas que delimitan las dos fronteras semi-infinitas $A - B$ y $E - F$ y por las tres fronteras finitas $B - C$, $C - D$ y $D - E$, respectivamente. Las superficies planas resultantes convergen en singularidades geométricas (esquinas) conformando las cuñas que configuran las fuentes de difracción. Cada fuente de difracción da lugar a fronteras de reflexión (FR), dividiendo el dominio en sub-dominios con presencia y sin presencia de frentes reflejados. De acuerdo con la Figura 3, se presentan cuatro fuentes de difracción correspondientes a los puntos encerrados por los círculos B , C , D y E . Las líneas grises más gruesas representan los frentes reflejados que se propagan hacia afuera del dispersor. En el problema esquemático, las superficies semi-infinitas $A - B$ y $E - F$ generan reflexiones de frentes horizontales semi-infinitos (propagándose hacia abajo), mientras que las superficies finitas $B - C$, $C - D$ y $D - E$ generan frentes finitos perfectamente delimitados que se propagan hacia afuera del dispersor. Los sub-dominios resultantes delimitados por las fronteras de reflexión que no tienen presencia de frentes reflejados, corresponden a las zonas de difracción donde la continuidad del campo total debe ser restablecida, y se consigue mediante la solución fundamental de la cuña más un ajuste de su fase. Una vez que se genera un frente difractado por la interacción del frente incidente con una fuente de difracción, dicho frente resultante experimentará más difracciones y reflexiones (secundarias) cada vez que interactúe con las cuñas y superficies adyacentes. Este es un efecto secundario de la difracción que puede ser obtenido por la aplicación de la solución fundamental de forma recursiva, aplicando el caso de incidencia de una onda cilíndrica cuya fuente se encuentra en el vértice de cada una de las cuñas que lo producen. El algoritmo recursivo se continúa aplicando hasta que la amplitud del campo difractado resultante llegue a valores por debajo de un umbral de precisión seleccionado.

Los pasos para construir la respuesta total son: (i) definir el sub-dominio (o la parte del dominio) V^{in} iluminado por el frente incidente, (ii) Definir j sub-dominios V_R^j iluminados por k frentes reflejados, (iii) identificar los sub-dominios V_i^0 de existencia de un campo óptico correspondiente a la superposición del frente incidente y reflejado satisfaciendo la condición $V^{in} \cap V_R^j = V_i^0$, (iv) considerar las difracciones directas resultantes de la interacción de cada frente plano con las singularidades geométricas respectivas y (v) considerar la contribución de las difracciones de segundo orden aplicando de forma recursiva la solución fundamental (ecuación (6)) para el caso de incidencia de frentes cilíndricos.

3 APLICACIÓN A UNA TOPOGRAFÍA SIMPLE

A continuación se presenta un ejemplo del cálculo de la respuesta mediante el método SBD para un cañón con forma de V de acuerdo con la Figura 4. En este caso se realiza un análisis en el dominio del tiempo y en el dominio de la frecuencia y se comparan los resultados con los obtenidos mediante un algoritmo de elementos de frontera (BEM). Todos los análisis se realizaron inicialmente en el dominio de la frecuencia y se encontró la respuesta del sistema a un armónico de amplitud unitaria con frecuencia adimensional $\eta = d/\lambda$, con valores entre 0.0625 y 15.0, donde d es la altura del cañón y λ es la longitud de onda, para una relación geométrica a/d dada por un ángulo $\theta = 25^\circ$.

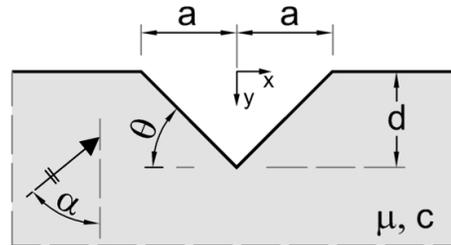
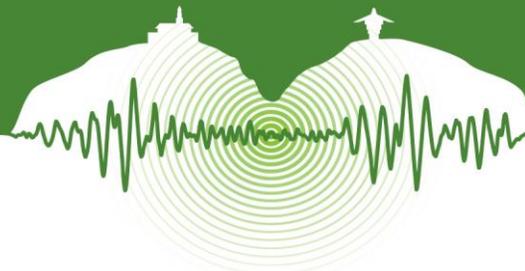


Figura 4: Geometría de un cañón en V, donde a es la amplitud media del cañón, α es el ángulo de incidencia, d es la altura del cañón, C es la velocidad de la onda de corte y μ es el módulo de corte del suelo.

El cálculo mediante el método SBD se hace progresivamente con 1, 2 y 3 órdenes de difracción respectivamente. Los resultados en el dominio de la frecuencia son usados posteriormente para encontrar la respuesta en el dominio del tiempo a través de la transformada de Fourier. Para esto se emplea un pulso de Ricker definido como $R(t) = (2\pi\tau - 1)e^{-\pi\tau^2}$, donde $\tau = f_c(t - t_{ini})$, f_c es la frecuencia central y t_{ini} es el tiempo inicial para la fase intensa. Para este caso se emplea un pulso con una frecuencia central f_c de 1 Hz. La Figura 5 muestra los resultados en el dominio de la frecuencia, donde se presenta una distribución espacial de la amplitud de la función de transferencia sobre la superficie del cañón.

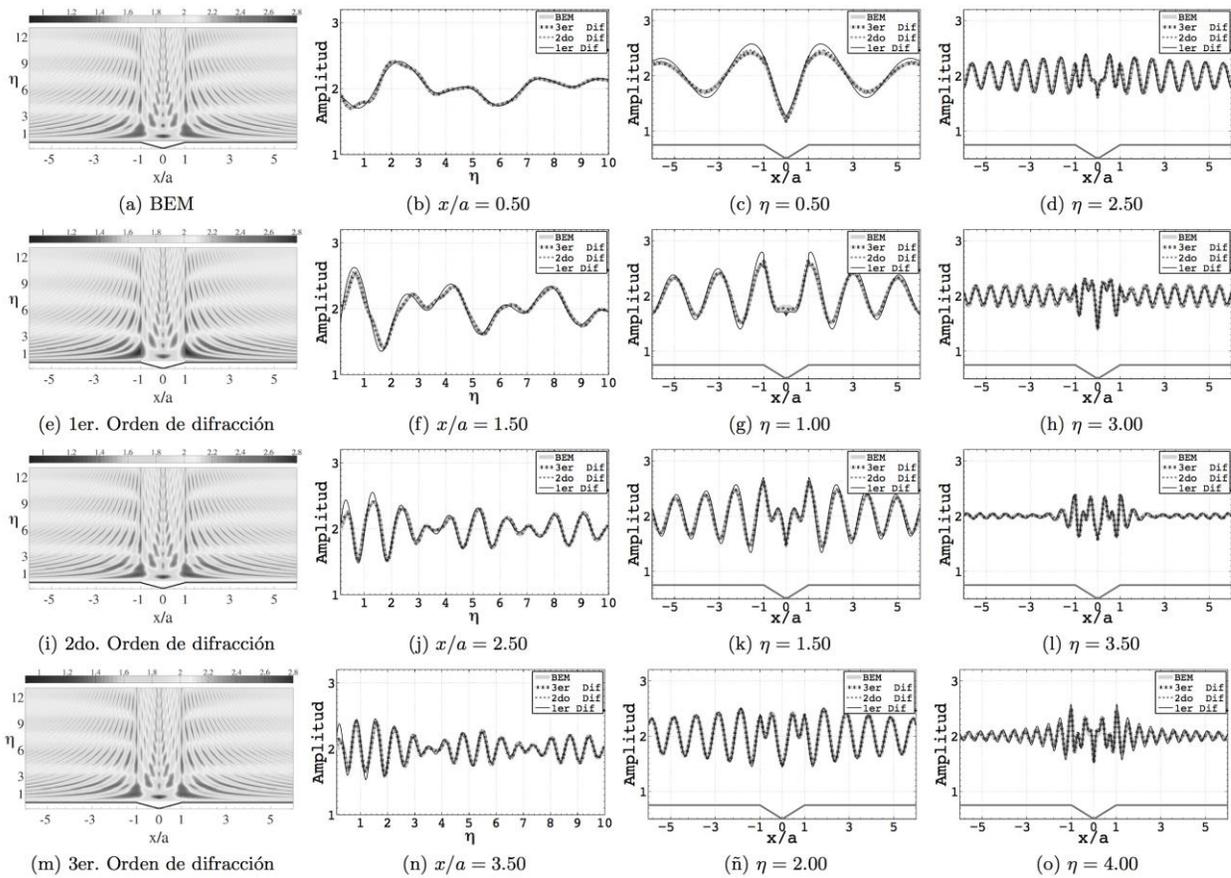
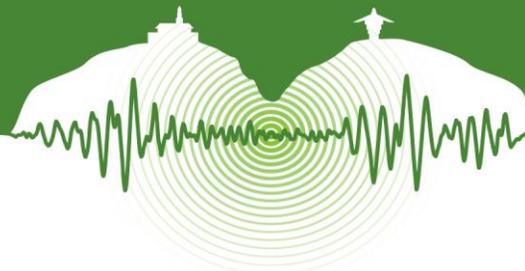


Figura 5: Respuesta en el dominio de la frecuencia de una topografía en forma de V. La columna uno muestra mapas de contornos de la distribución espacial de la amplitud de la función de transferencia obtenida con un algoritmo de BEM y con el método SBD para tres órdenes de difracción. La columna dos muestra la variación de la amplitud de la función de transferencia en términos de la frecuencia adimensional para puntos de coordenadas adimensionales constantes. En las columnas tres y cuatro se muestra la función de transferencia para valores constantes de la frecuencia adimensional sobre toda la superficie.



En la Figura 6 se muestran sismogramas sintéticos para receptores sobre la totalidad de la superficie del cañón, calculados con el algoritmo de BEM y con el método SBD empleando 1, 2 y 3 órdenes de difracción respectivamente. Una comparación cuantitativa de estos resultados muestra como la única diferencia apreciable entre ellos aparece en la difracción generada desde el vértice inferior del cañón. Este término no está presente en los sismogramas sintéticos cuando se calcula la respuesta con el método SBD considerando solamente difracciones de primer orden. Tales diferencias no están presentes en los resultados para 2 y 3 órdenes de difracción ya que esta diferencia corresponde a la difracción de segundo orden que se presenta cuando la difracción principal generada en las esquinas superiores del cañón alcanzan el vértice inferior.

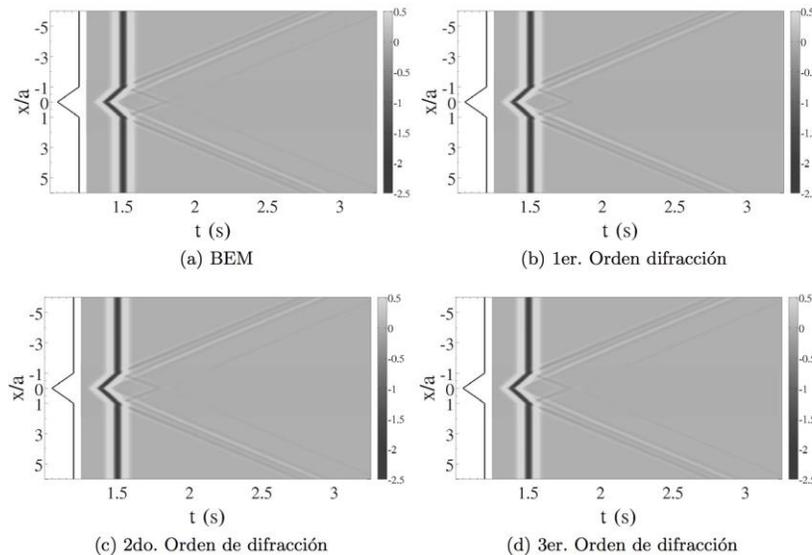


Figura 6: Sismogramas sintéticos en receptores sobre la superficie del cañón obtenidos con el algoritmo de BEM y con el método SBD.

La Figura 7 muestra sismogramas sintéticos para cuatro receptores en diferentes localizaciones sobre la superficie del cañón, calculados con el algoritmo de BEM y con el método SBD empleando 1, 2 y 3 órdenes de difracción.

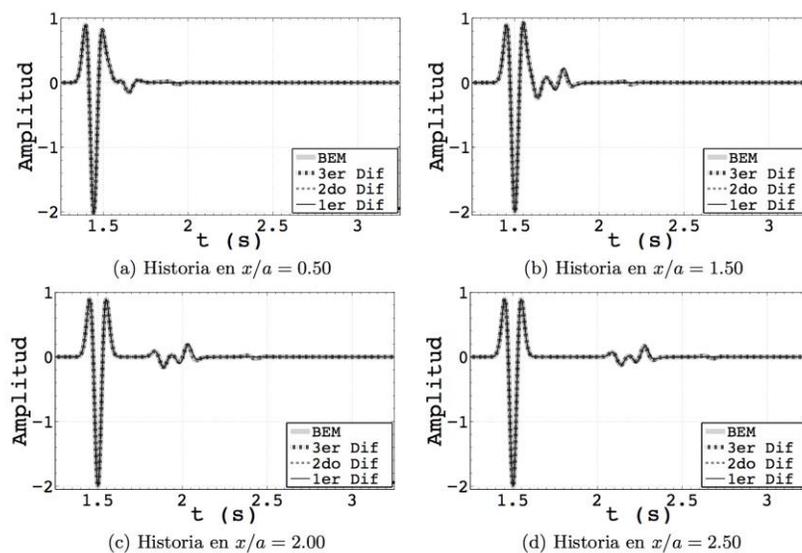
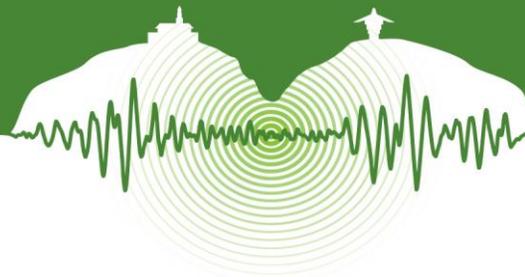


Figura 7: Sismogramas sintéticos en receptores sobre puntos seleccionados en la superficie del cañón obtenidos con el algoritmo de BEM y con el método SBD.



4 PAPEL DE LA DIFRACCIÓN

Con el propósito de dilucidar la importancia de la difracción en la respuesta, se realizó un análisis en el dominio de la frecuencia de un cañón en V usando el método propuesto (SBD) y una solución numérica basada en la aplicación del método de elementos de frontera. Para no perder generalidad todos los resultados son descritos en términos de la frecuencia adimensional $\eta = 2a/\lambda$, que relaciona la dimensión a de la perturbación y la longitud de onda λ . La Figura 8 muestra la función de transferencia sobre la superficie del cañón y la superficie del semiespacio. Cada gráfica contiene los resultados correspondientes al campo total u^T obtenido a partir de la solución numérica y a los campos óptico u_F^0 y difractado u^D base del método propuesto.

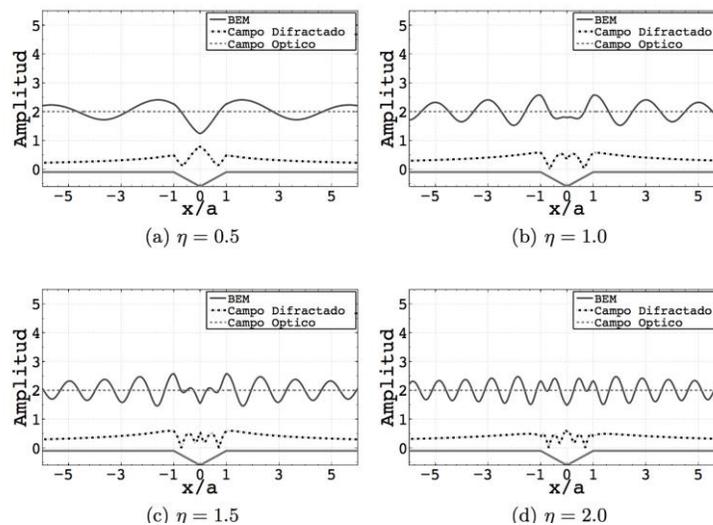


Figura 8: Función de transferencia para distintos valores de η .

De las gráficas se observa que el campo geométrico u_F^0 sobre la superficie se construye como la suma de dos rayos en fase: incidente y reflejado, y el valor de la amplitud de la función de transferencia para este caso toma un valor constante de 2.0. Con base en el resultado del campo óptico se puede afirmar que en este caso el término de la difracción u^D es el encargado de producir las variaciones espaciales en la respuesta total. Dichas variaciones pueden ser entendidas como el resultado de la superposición de frentes cilíndricos que emanan desde las fuentes de difracción localizadas en los vértices superior e inferior que conforman el cañón. Estas variaciones dependen de la frecuencia adimensional y de la distancia desde el punto de evaluación a cada fuente de difracción. En el límite cuando $r \rightarrow \infty$ estas variaciones tienden a desaparecer en la medida en que la amplitud del campo difractado tiende a cero y el campo total es igual al campo geométrico.

5 PROPUESTA DE APROXIMACIÓN

Un método alternativo simplificado para obtener el campo difractado es considerar que la difracción se construye a partir de la suma de un número finito de rayos: uno por cada fuente de difracción. Cada uno de estos rayos simplificados considera los infinitos órdenes de magnitud que se generan en cada fuente de difracción y se representan con una expresión simple que considera el decaimiento de la amplitud de la difracción y la propagación radial de la misma. Esta aproximación es válida siempre que se esté lejos de las fronteras de singularidad de la difracción.

A la luz de esta simplificación el campo difractado, u^D , para el cañón, puede construirse como se muestra en la ecuación (7), en donde cada uno de los términos del lado derecho de la ecuación representa la forma funcional que describe la difracción de cada fuente.

$$u^D = \frac{A_1}{\sqrt{k d_1}} e^{-i(k_{1s}x + \phi_1)} + \frac{A_2}{\sqrt{k d_2}} e^{-i(k_{2s}x + \phi_2)} \quad (7)$$

En la ecuación (7) A_1 y A_2 son las amplitudes asignadas a cada rayo, k_{1s} y k_{2s} son los números de onda aparentes en la dirección x , k es el número de onda en la dirección de propagación de los rayos, ϕ_1 y ϕ_2 son las fases, d_1 y d_2 son las distancias desde las fuentes de difracción hasta el punto de evaluación e i es la unidad imaginaria.



En la Figura 9 se presentan los resultados para los campos difractados de un cañón somero (ver Figura 4) obtenidos al aislar el campo óptico de la solución numérica calculada por el método de elementos de frontera (BEM) y con la aproximación propuesta. Los resultados se presentan en términos de amplitud y de las componentes real e imaginaria del movimiento. En la estrategia propuesta es esencial estimar la función de transferencia compleja, con su parte real y su parte imaginaria; de esta forma se podrá sumar algebraicamente a la función de transferencia del campo óptico para obtener la función de transferencia completa del problema. Por otro lado, tener la función de transferencia completa (compleja) permitirá obtener la respuesta en el dominio del tiempo para cualquier señal sin importar su duración o contenido frecuencial.

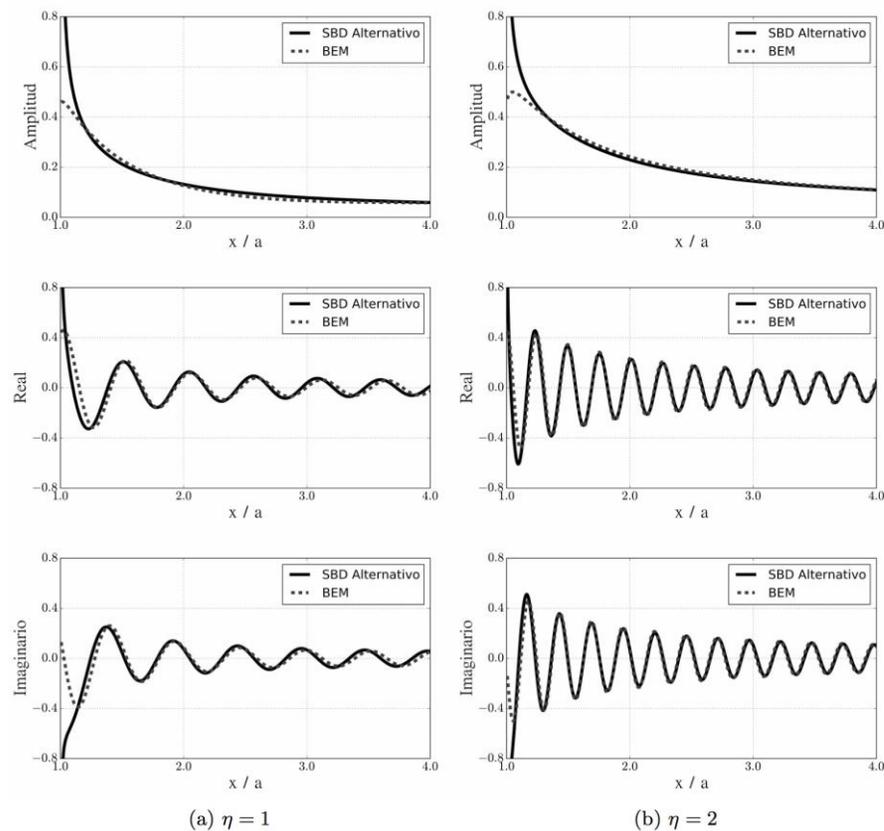


Figura 9: Amplitud, componente real y componente imaginaria de la función de transferencia del campo difractado para distintos valores de η . η es la frecuencia adimensional, definida como $\eta = d/\lambda$, donde d es la altura del cañón y λ es la longitud de onda, para una relación geométrica a/d dada por un ángulo $\theta = 25^\circ$.

De los resultados obtenidos para el cañón somero en V es claro que con la estrategia propuesta es posible obtener con muy buena precisión la función de transferencia compleja para el campo difractado solo como la suma de dos rayos, cada uno proveniente de una fuente de difracción. La descripción de cada uno de estos rayos es tan simple como la descripción de los rayos de la solución óptica. Los dos únicos parámetros que se requieren para lograr las precisiones alcanzadas son la amplitud y fase iniciales, A_1 y ϕ_1 , de cada rayo y en función de la frecuencia. En trabajos futuros se espera describir estos dos parámetros para cada una de las fuentes de difracción de diferentes accidentes topográficos simplificados.

CONCLUSIONES

Se ha presentado una breve descripción del método de superposición basado en difracción (SBD) para el estudio de problemas de dispersión de ondas SH por irregularidades topográficas en semiespacios. Con el ánimo de conseguir un entendimiento más profundo del comportamiento de la difracción, se llevó a cabo el análisis en el dominio del tiempo y en el dominio de la frecuencia de una geometría ampliamente documentada en la literatura, seleccionada además por la facilidad que presenta el cálculo del campo óptico en ella. Dichos análisis se realizaron con el método inicialmente descrito y sus resultados se compararon y validaron con



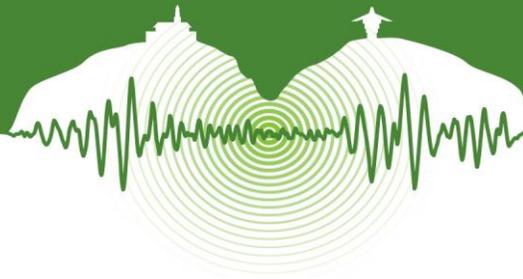
los resultados obtenidos mediante un programa de elementos de frontera. El método presentado además de ser aplicable como una herramienta de validación de implementaciones numéricas, es una herramienta de análisis para interpretar y predecir resultados en topografías con un alto grado de complejidad. Finalmente, con base en este método y después de separar la solución en componentes geométricas y difractadas, se presenta una estrategia simplificada que se espera pueda refinarse hasta convertirse en una herramienta de aplicación sencilla y de precisión aceptable para la obtención de la respuesta total de geometrías simples. En otras palabras, se espera tener una estrategia de fácil aplicación y con precisión aceptable para estimar los llamados efectos de agravamiento topográfico a través de un método semianalítico basado en la superposición de los campos ópticos y difractado, este último simplificado, para obtener el campo total de un problema de dispersión de ondas.

AGRADECIMIENTOS

Este proyecto es desarrollado con el apoyo financiero del “Departamento Administrativo de Ciencia, Tecnología e Innovación, COLCIENCIAS” y de la Universidad EAFIT.

REFERENCIAS

- Ashford, S. A., Sitar, N., Lysmer, J., and Deng, N. 1997. Topographic effects on the seismic response of steep slopes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol 87, N° 3, pp. 701-709.
- Assimaki, D., and Jeong, S. 2011. Ground motion amplification at Hotel Montana during the M 7 2010 Haiti Earthquake: Topography Effects? *AGU Fall Meeting Abstracts*, Vol 1, 2302.
- Barani, S., Massa, M., Lovati, S., and Spallarossa, D. 2014. Effects of surface topography on ground shaking prediction: implications for seismic hazard analysis and recommendations for seismic design. *Geophysical Journal International*, Vol 197, N° 3, pp. 1551-1565.
- Bielak, J., Graves, R., Olsen, K., Taborda, R., Ramírez-Guzmán, L., Day, S., and Juve, G. 2010. The ShakeOut earthquake scenario: Verification of three simulation sets. *Geophysical Journal International*, Vol 180, pp. 375-404.
- Boore, D. 1972. A note on the effect of simple topography on seismic sh waves. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol 62, N° 1, pp. 275-284.
- Bouchon, M., and Barker, J. S. 1996. Seismic response of a hill: the example of Tarzana, California. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol 86, N° 1, pp. 66-72.
- Brussels, E. C. 2003. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Bruselas: CEN.
- Gao, Y., and Zhang, N. 2013. Scattering of cylindrical SH waves induced by a symmetrical V-shaped canyon: near-source topographic effects. *Geophysical Journal International*, Vol 193, N° 2, pp. 874-885.
- Gao, Y., Zhang, N., Li, D., Liu, H., Cai, Y., and Wu, Y. 2012. Effects of Topographic Amplification Induced by a U-Shaped Canyon on Seismic Waves. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol 102, N° 4, pp. 1748-1763.
- Geli, L., Bard, P.-Y., and Jullien, B. 1988. The effect of topography on earthquake ground motion: A review and new results. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol 78, N° 1, pp. 42-63. Retrieved from <http://www.bssaonline.org/content/78/1/42.abstract>
- Gomez, J., Restrepo, D., Jaramillo, J., and Valencia, C. 2013. Analysis of the Role of Diffraction in Topographic Site Effects Using Boundary Element Techniques. *Earthquake Science*, Vol 26, N° 5, pp. 341-350.
- Jaramillo, J., Gomez, J., Saenz, M., and Vergara, J. 2012. Analytic approximation to the scattering of antiplane shear waves by free surfaces of arbitrary shape via superposition of incident, reflected and diffracted rays. *Geophysical Journal International*, Vol 192, N° 3, pp. 1132-1143.
- Keller, J. B. 1962. Geometrical Theory of Diffraction. *Journal of the Optical Society of America*, Vol 52, N° 2, pp. 116-130.
- Komatitsch, D., Liu, Q., Tromp, J., Stüss, P., Stidham, C., and Shaw, J. H. 2004. Simulations of ground motion in the Los Angeles basin based upon the spectral-element method. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol 94, N° 1, pp. 187-206.
- Kouyoumjian, R. G., and Pathak, P. H. 1974. A uniform geometrical theory of diffraction for an edge in a perfectly conducting surface. *Proceedings of the IEEE*, Vol 62, N° 11, pp. 1448-1461.
- Nguyen, K.-V., and Gatmiri, B. 2007. Evaluation of seismic ground motion induced by topographic irregularity. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol 27, N° 2, pp. 183-188.
- NTC08, C. S. 2008. Norme tecniche per le costruzioni. *Ministero Delle Infrastrutture E Dei Trasporti, Decreto Ministeriale Del 14 Gennaio 2008, Supplemento Ordinario Alla GU N. 29 Del 4 Febbraio 2008 (in Italian)*.
- Sanchez-Sesma, F. J. 1983. Diffraction of elastic waves by three-dimensional surface irregularities. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol 73, N° 6A, pp. 1621-1636.
- Sanchez-Sesma, F. J., and Rosenblueth, E. 1979. Ground motion at canyons of arbitrary shape under incident SH waves. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol 7, N° 5, pp. 441-450.
- Trifunac, M. D. 1971. Surface Motion of a Semi-Cylindrical Alluvial Valley for Incident Plane SH Waves. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol 61, N° 6, pp. 1155-1770.
- Trifunac, M. D. 1973. Scattering of plane SH waves by a semi - cylindrical canyon. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol 1, pp. 267-281.
- Trifunac, M. D., and Hudson, E. 1971. Analysis of the Pacoima dam accelerogram - San Fernando, California, earthquake of 1971. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol 61, N° 5, pp. 1393-1411.
- Tsaur, D.-H., and Hsu, M.-S. 2013. SH waves scattering from a partially filled semi-elliptical alluvial valley. *Geophysical Journal International*, Vol 194, N° 1, pp. 499-511.



Método para estimación de espectros de diseño sísmico considerando efectos topográficos regionales y locales.

A simplified analysis technique to compute design spectra considering regional and local effects in earthquake engineering

Viviana Diaz-Velez ¹, Juan Vergara-Gallego ², Juan Diego Jaramillo ³, Juan Gómez ³

¹Estudiante de maestría, Escuela de Ingeniería, Universidad EAFIT, Medellín, Colombia

²Estudiante de doctorado, Escuela de Ingeniería, Universidad EAFIT, Medellín, Colombia

³Profesor Asistente, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad EAFIT, Medellín, Colombia

RESUMEN

Se presenta un método ingenieril para el cálculo de espectros de diseño sísmico asociados con un sitio en particular. En comparación con alternativas estándar, disponibles en la gran mayoría de normas de diseño sismo-resistente que solo consideran las modificaciones inducidas por el suelo local, la presente propuesta incorpora además efectos de la topografía regional. Estos últimos están relacionados con modificaciones al campo de ondas incidentes introducidas por estructuras geológicas de gran longitud de onda (como cuencas sedimentarias), mientras que los efectos propiamente locales capturan la incidencia de detalles de alta frecuencia como la topografía de la zona y heterogeneidades del material. Se demuestra además que el método multi-escala resultante es fácilmente implementable en paquetes de simulación numérica de uso común por los ingenieros geotecnistas. La validez del método se demuestra a través de ejemplos desarrollados sobre escenarios realistas tanto para la topografía regional como la local.

Palabras clave: Efectos de sitio, efectos topográficos, respuesta sísmica local.

ABSTRACT

A simplified engineering approach to compute site-specific seismic design spectra is described. By contrast with standard techniques available in most seismic design regulations, where only the local site effects are considered, our method incorporates regional and local topographic effects. The former are related to large wavelength structures (e.g., deep sedimentary basins), while the latter captures high frequency effects related to small topographic irregularities and local soil heterogeneities. The resulting multi-scale approach is shown to be easily implemented into standard numerical software of frequent use by the geotechnical engineering community. In order to show the validity of the approach we present examples conducted for realistic scenarios of regional and local topography.

Keywords: Site effects, topographic effects, local seismic response.



1 INTRODUCTION

Local site effects, and particularly topographic effects, have been identified like one of the major causes of damage concentration in large urban areas during past and recent earthquakes. Classical examples of anomalous ground motion amplifications due to the presence of topographic variations at a site, can be identified in the large accelerations recorded at the Pacoima dam abutment during the 1971 San Fernando, California earthquake, (Trifunac & Hudson, 1971) and over the Tarzana Hill district, during the 1994 Northridge, California earthquake, (Bouchon & Barker, 1996). At the same time, the current number of deployed seismic instruments around the world has produced a large database of recorded evidence of the importance of site and topographic effects in the final ground response (Gallipoli et al., 2014; Villalobos et al., 2011; Meslem et al., 2012; Hough et al., 2010; Laouami & Slimani, 2013; Mauger et al., 2011; Assimaki et al., 2012). Even though the problem has been thoroughly studied by the scientific community during the last 30 years, the large amount of involved variables has resulted in important restrictions for its practical consideration at the engineering level. Mathematically, the treatment of local effects upon the ground response at a site, implies the solution to a wave scattering problem over a domain containing all possible complications regarding shape, heterogeneity, variation of length scales, boundary conditions and constitutive response. Such inherent complexities seem to preclude the possibility of considering local effects in terms of generalized guidelines that can be used for a wide variety of scenarios in seismic design regulations.

A promising alternative that has experienced a strong impetus during the last few years is the use of highly realistic numerical simulations. A realistic numerical model usually requires a detailed description of the propagation medium (i.e., given in terms of a large scale geological velocity model), a description of the main earthquake sources and detailed information of the local soil deposits at which ground response analysis is desired. This input data is then used in combination with a high performance numerical tool in order to obtain ground motions over a region and under a variety of scenarios. Realistic velocity models are already available for several sites around the world (Magistrale et al., 2000; Kohler et al., 2003; Wang et al., 2012; Jongmans et al., 1998; Paul et al., 2001; Ma et al., 2007; Fuis et al., 2001; Manakou et al., 2010; Raptakis et al., 2005; Dupros et al., 2010; Magistrale et al., 2008), while large scale solvers have seen a tremendous growth in the recent years (Ichimura et al., 2007; Lee et al., 2009b,a; Pilz et al., 2011; Bielak et al., 2010; Restrepo et al., 2012). Although these combined resources have already reached the level of maturity needed to produce reliable results for engineering applications, its actual use is still beyond the limits of practising engineers. As a result, there is an increasing need to develop and explore solution methods that facilitate bridging the gap between these large scale models and the state of the practice making use of computational resources typically available at a consulting office. Among the recently developed numerical techniques to conduct numerical simulations over large scale realistic seismic scenarios, the multi-scale domain reduction method (DRM), formulated by Bielak et al. (2003) and Yoshimura et al. (2003) seems highly appealing as an effective tool to incorporate the results from realistic simulations into the treatment of site effects by practising engineers. The approach is a modular two-step algorithm which uses sub-structure ideas for the field and the spatial domain, in order to create a large-scale model comprising the seismic source and the propagation path. This data is then used to generate inputs required during subsequent analysis steps to be conducted over simplified and reduced small-scale models that capture the effects of the local sites. The resulting domain reduction method, has the attractive feature that the regional and reduced scale analysis can be performed in independent steps and with different numerical techniques. For instance, although the regional model must be solved using high performance computing resources, the local simulation can be conducted using commercially available numerical tools. In this work we assess the capabilities of the DRM technique as a possible analysis tool for the effective consideration of site effects at the practising level. For that purpose we assume that numerical results obtained from a large-scale simulation are available and stored as a database of effective excitations, associated to a realistic seismic region (e.g., a urban area and its related seismic sources) and ready to be used by practising engineers in simplified local analysis steps with the aid of commercial numerical packages.

As a validation problem we study the frequency and time domain response of a fictitious seismic scenario subjected to vertically incident SV waves. We assess the results obtained after an application of the DRM technique in a problem involving mainly topographic effects at two different scales after reducing the local site to the simplest possible model, namely that of a scatterer supported by a homogeneous half-space which is a standard model carried out by practising engineers. In our validation we divide the surface topography, and also the total solution, into one part related to a regional or large scale response and a second term related to the local or micro-zone response. As suggested by Yoshimura et al. (2003) the regional topography is solved during step-I of the algorithm and its results are stored in the form of a database over the local micro-zones ready to be used in the consideration of site effects by practising engineers. To represent the regional topography we use a canyon in the form of a circular cap, while the local sites or micro-zones are represented by semi-circular sectors of softer material properties than the regional canyon. During the second step in our application of the DRM technique we remove the local sites from the regional set up and place them over a simplified homogeneous elastic half-space enclosed at the exterior surface by classical absorbing boundaries. As part of the validation, the results from the DRM model of the site are compared with those resulting from an analysis where the local site is also assumed supported by an elastic half-space but submitted to a vertically incident SV wave. In order to expose regions susceptible to loss of accuracy, the micro-zones are placed at various locations inside the regional canyon. The regional model, resembling the large-scale part of the analysis, is solved using a direct Green's function method, while the micro-zones are studied with the commercial finite element code FEAP in combination with an in-house software (PIRO) used to obtain effective loads consistent with the incoming wave. To assess the method we compare the results from the full model, (i.e., the canyon plus the micro-zones),



with those obtained through the DRM technique. As additional validation scenario we also conduct simplified analysis of the micro-zone, but instead of using as input loads the effective excitation resulting from the large-scale simulation, we subject the local site to vertically incident SV waves. The results from the different analysis are compared in the frequency domain in the form of displacement transfer functions over the local sites. From the studied cases and even when the micro-zones were located near the main sources of diffraction of the regional topography, we found that the results from the full simulation and those obtained with the DRM technique are in good agreement.

2 REVIEW OF THE DOMAIN REDUCTION METHOD AND ITS APPLICATION TO LOCAL GROUND RESPONSE ANALYSIS

The domain reduction method originally formulated by Bielak & Christiano (1984), Yoshimura et al. (2003) and Bielak et al. (2003) is a two-step algorithm developed for the simulation of earthquake ground motions in seismic scenarios containing strong wavelength variations. The fundamental principle underlying the method is the classical partition of the field used in the formulation of scattering problems (Pao & Varatharajulu, 1976; Courant & Hilbert, 2008) written like;

$$u = u^0 + u^s \quad (1)$$

where u^0 is the free field motion or response of the half-space in the absence of the scatterer and u^s is a scattered field or relative displacement between the total and free-field motion. In the domain partition corresponding to eq (1) (and schematically described in Fig. 1) we regard the full seismic scenario as being composed of a large-scale domain Ω^+ comprising the earthquake sources and the propagation path and of a small-scale local site Ω , representing localized micro-zones composed of softer material properties than those in the large-scale domain. In what follows we indistinctly refer to the large-scale domain Ω^+ as the generalized or supporting half-space. On the other hand, both domains are assumed to be perfectly welded together through the internal surface Γ .

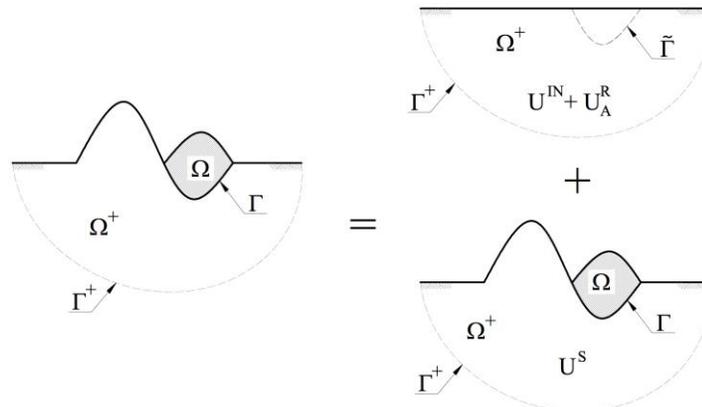


Figure 1. Classical partition of the complete seismic scenario with an idealized half-space.

In the DRM algorithm the concept behind the free-field motion is applied in a more general sense. For instance, the supporting half-space may be considered like a generalized half-space comprising not only the earthquake source but also relatively large topographic features of characteristic length L . This would produce a free-field motion carrying with it information about large topographic effects. Similarly, denoting the characteristic dimensions of the topographic irregularities at the local site by l , implicitly introduces an arbitrary division of half-space and micro-zone in terms of soft (and hard) material properties and of characteristic dimensions L and l . This separation is important as it fixes the computational demands for each analysis step during the application of the DRM technique. For instance, the half-space could be defined like the part of the total domain that is left after one removes all the sub-domains with shear wave propagation velocity $\beta \leq \beta^0$ and with $l \leq l^0$ where β^0 and l^0 are predefined values for the shear wave velocity and characteristic dimension respectively.

In the modular approach of the DRM, step-I implies finding the free-field motion u_p^0 , defined like the response to the earthquake source of the generalized half-space Ω^+ but with the micro-zone Ω being removed (see Fig. 2). Step-II follows like in the classical scattering problem where we find the response of the micro-zone to the free-field motion u_p^0 existing in the generalized half-space. As a result, the total fields in Ω^+ and Ω can be written like;

$$u = u^\Omega \text{ in } \Omega \quad (2)$$

$$u = u_p^0 + u^s \text{ in } \Omega^+ \quad (3)$$



where u^s are the motions inside the half-space scattered by the micro-zone, while u^Ω are the total motions inside the micro-zone. In the above partition of the total problem into sub-domains and its related fields, we have implicitly assumed during step-II of the DRM technique, that the micro-zone is embedded into a perfect half-space. This assumption implies that the interaction between the localized formation and the generalized half-space, containing the regional topography can be neglected. The resulting model is highly convenient since it can be implemented into commercial engineering tools and it is also closely related to the classical scattering problem formulation. In this paper we will verify the validation of the above assumption.

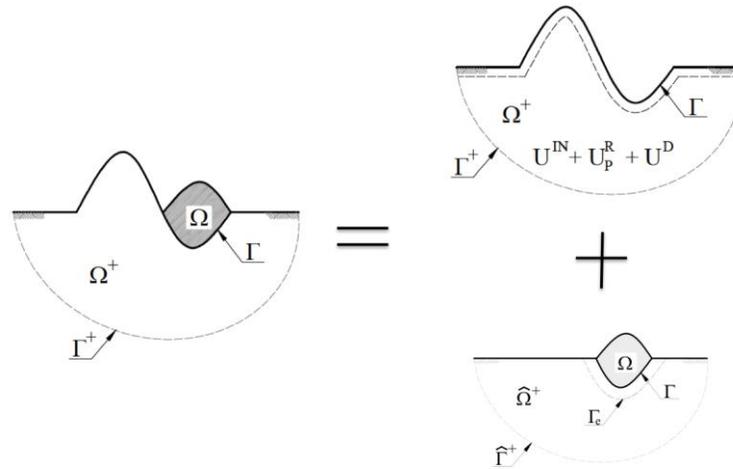


Figure 2. Generalized partition of the total domain and its related fields. The supporting half-space retains surface topographic irregularities of characteristic dimensions L larger than a reference value l^0 and with shear wave velocity larger than β^0 . The response of the supporting half-space to the earthquake excitation is a free-field motion u_p^0 (top right) to be applied as excitation to a simplified model comprising only the micro-zone Ω (bottom right).

As described above, the DRM approach uses a free-field motion that incorporates from the on-set the large scale regional topography, see Yoshimura et al. (2003). Such generalized half-space yields further reductions in the domain to be used during step-II thus facilitating the consideration of site effects by an independent analysis step and with moderate computational resources. A case of theoretical interest arises when the generalized half-space (including the large scale topography) involves a single material profile in which case the free-field u_p^0 in eq.(3) admits the representation

$$u_p^0 = u^{IN} + u_p^R + u^D \quad (4)$$

Where u^D is the field diffracted by the large scale surface topography and u_p^R is the field reflected by the free surface. In this representation, the large scale topographic effect, captured by the free-field component u_p^0 is given by the terms u_p^R and u^D . Since Step-II of the DRM, uses the free-field u_p^0 to compute the response of the softer localized geological feature and such a definition of incoming motion already carries with it the larger regional scale response, now the reduced domain involves only the localized geological feature resulting in a final domain of considerable smaller extension and facilitating the analysis of site effects by practising engineers.

The complete DRM technique can be summarized as follows:

- In step-I the complete seismic domain is partitioned according to predefined values of the characteristic lengths and wave propagation velocity of the topographic irregularities at the regional scale. This regional model, including the earthquake fault, propagation path and the regional topography is analysed using high performance computing resources. The regional analysis produces a free-field motion denoted like u_p^0 , which is stored in the form of a data base of excitation ground motions in the vicinity of the micro-zones and ready to be used in the form of effective sources. This field is the fundamental input for the analysis of site effects in terms of the reduced domain in step-II.
- In step-II ground response analysis is performed at desired micro-zones using as excitation the free-field motion extracted from the data base created during step-I. The local model can take into account a highly detailed description of the small-scale topography. This local step can be performed using computing resources typically available at a consulting office.

Step-II of the DRM technique can be conducted with commercial finite element software as long as effective dynamic loads consistent with the incoming motion are available. For that purpose we have created an in-house software named PIRO which produces effective loads that are subsequently applied to the local model constructed in the commercial finite element package FEAP according to;



$$p^{eff} = \begin{Bmatrix} p_i^{eff} \\ p_b^{eff} \\ p_e^{eff} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ -M_{be}^{\Omega+} \ddot{u}_e^0 - K_{be}^{\Omega+} u_e^0 \\ M_{eb}^{\Omega+} \ddot{u}_b^0 + K_{eb}^{\Omega+} u_b^0 \end{Bmatrix} \quad (5)$$

and where the subscripts i , b and e refer to degrees of freedom inside the micro-zone, over the coupling boundary Γ and over the strip of finite elements conforming the coupling boundary Γ but located inside the half-space. In the definition of the effective excitation we have used the notation $u^{Regional}$ to represent the free-field motion u_p^0 .

3 VERIFICATION

In order to test the accuracy of the DRM as an effective analysis tool to study local site effects and in particular to test the effectiveness of assuming the micro-zone to be supported by an idealized half-space, we consider a fictitious seismic scenario composed of a large-scale regional topography in the form of a circular cap, containing several soft soil deposits of semicircular geometry and resembling actual micro-zones. We considered 4 different locations for the micro-zones (see Fig. 3). The first deposit, marked as L_1 is at the bottom of the regional topography, deposit L_2 is located over the sloped part of the canyon right before the upper corner-diffractor, while micro-zones L_3 and L_4 are located over the flat free surface at distances of 500 m and 1000 m from the rim of the canyon. The main characteristic feature of the large-scale canyon is the source of diffracted waves introduced by the geometric singularities at the rims. The diffracted motions generated by these sources are precisely the components of the term u^D from eq. (4) thus defining the regional effect. On the other hand the material properties for the regional topography and for the micro-zones are reported in Table 1 where β and α correspond to the SV and P wave propagation velocities, ρ is the mass density and H is the depth of the micro-zone.

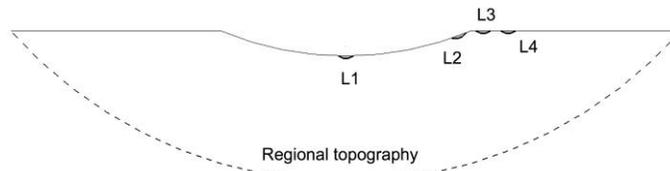
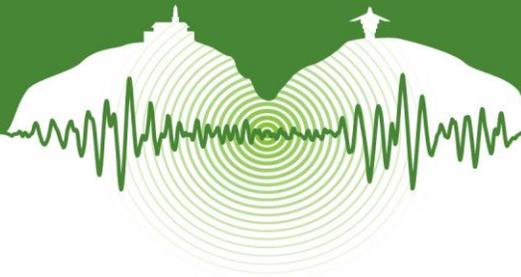


Figure 3. Simplified model conformed by a large scale regional topography with localized softer soil deposits resembling typical micro-zones and marked as L_1 , L_2 , L_3 and L_4 .

Table 1. Material properties for the regional topography and for the localized micro-zones

Domain	β m/s	α m/s	ρ	H m
Regional	1000	2000	1.0	300
Micro-zone L_1	500	1000	1.0	400
Micro-zone L_2	500	1000	1.0	300
Micro-zone L_3	500	1000	1.0	300
Micro-zone L_4	500	1000	1.0	300

In order to validate the accuracy of the DRM technique we conducted site response analysis for the 4 micro-zones assuming that the complete seismic scenario was submitted to the action of vertically incident plane SV waves. In what follows we refer to this complete analysis like the full model. Similarly, and in an independent analysis step, required to obtain the effective input motions to be applied in the DRM, we determined the response of the generalized or regional half-space, but after removing the micro-zones. We refer to this model like the generalized half-space. In this work, the response of the full model and of the generalized half-space was computed using a direct Green's function method operating in the frequency domain. The free-field motion u_p^0 , resulting from the generalized half-space analysis, was stored in the form of a database of effective input motions. The resulting displacement field was used, based on the DRM technique, to compute effective seismic forces to conduct the local site response analysis in the comercial software FEAP. In this last step, corresponding to the actual application of the DRM, we assumed the micro-zone to be located on top of a perfectly elastic half-space (i.e., lacking a regional topography) and applied the effective input loads p^{eff} over the nodes pertaining to the strip of elements surrounding the micro-zones. As an additional test we also determined: (i) the response of the micro-zones supported over the half-space but under the direct incidence of vertical SV waves and (ii) the response of the micro-zones using a one-dimensional wave propagation model consistent of a horizontal layer of depth



H excited at its base. Since case (i) neglects the existence of a regional topography, any difference between this set of results and those from the full model are attributable to the regional effect and to the interaction of the localized micro-zone and the regional topography. In a similar way, case (ii) not only neglects the effect of the regional topography but also the localized two-dimensional effect of the semicircular micro-zone. The different models and analysis steps are reported in Table 2.

Table 2. Models considered in the evaluation of the DRM

Model	Method	Geometry
Regional + Local (full)	Green's function	
Regional	Green's function	
DRM	PIRO+FEAP	
Classic	FEAP	
Simplified -1D	Analytic	

The local site response analyses were conducted in the time domain. The applied effective loads were consistent with the displacement field resulting from a Ricker pulse defined like $u(\tau) = (2\pi^2 f_c^2 \tau^2 - 1)\exp(-\pi^2 f_c^2 \tau^2)$ where f_c is the characteristic frequency, τ is a dimensionless time defined like $t\beta/a$ where t is the real time, a = radius of the micro-zone and β is the classical shear wave propagation velocity. We selected a pulse with a characteristic frequency $f_c = 1.0$ Hz (maximum frequency $f_{max} = 4.0$ Hz) and a time window $t_{max} = 8.0$ s. We also found the transfer function (TF) or spectral response of the system to plane waves of unit amplitude and for frequencies up to 8 Hz.

3.1 Results

Figure 4 shows the Fourier spectral amplitude corresponding to the free field motion u_0^b at points located over the canyon surface (or generalized half-space) and coincident with the central points of the micro-zones. These functions are descriptive of the regional effect which is also the effective input motion for step-II of the DRM algorithm. The response at L_1 closely matches the solution for a perfect half-space, which indicates the absence of regional effects at this location. Over the observation points related to the sites $L_2 - L_4$ small vertical motions in addition to some amplification of the horizontal field are observed. On the other hand, micro-zones L_2 and L_3 have been placed close to the sources of diffraction and are intended to represent locations highly influenced by the regional effect. Similarly, micro-zone L_4 has been placed outside the regional topography where the large-scale effect is expected to vanish yielding a response close to the one in the classical model. Accordingly, from the point of view of the incidence of the regional topographic effect, we can label the micro-zones L_1 and L_4 as exhibiting a weak regional effect, while micro-zones L_2 and L_3 as exhibiting a strong effect.

As an additional reference we show in Fig. 5 results of ground response analysis commonly conducted at a consulting office. In the first case we assumed the local site as a layer of depth H extending infinitely in the lateral direction and resting over a perfectly elastic half-space. This case clearly corresponds to a one-dimensional wave propagation model assuming complete absence of topographic effects at the local and regional scale. Similarly, the results shown on the right, are obtained assuming that the local site is placed over the perfect half-space and subjected to the action of the vertically incident wave field. Clearly, this analysis neglects the regional topography and the interaction between the regional and local topography and considers only the local sub-surface geometry. This set of results, corresponding to typical assumptions used by practising engineers or implicitly applied through seismic design regulations, is given as a reference solution of the importance of topographic effects in this particular scenario.

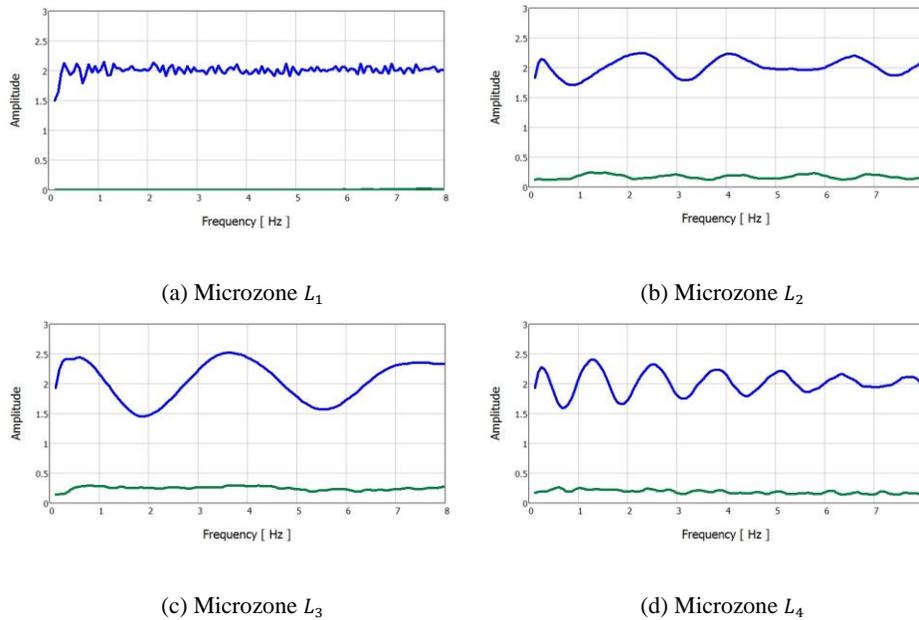


Figure 4. Fourier spectral amplitude for the horizontal (blue line) and vertical (green line) displacement component evaluated over the regional model at points coincident with the location of the micro-zones. These motions are representative of the regional topographic effect.

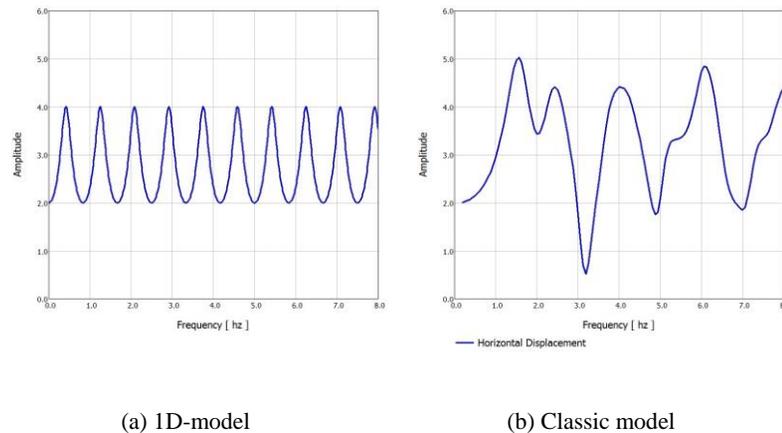


Figure 5. Fourier spectral amplitude for the horizontal displacement components at the surface of the micro-zones submitted to vertically incident SV waves but assuming (i) a layer of depth H resting over an infinite elastic half-space and (ii) a micro-zone of semi-circular shape resting over an infinite elastic half-space.

Figure 6 shows the Fourier spectral amplitudes at the central points of the micro-zones obtained from the full seismic scenario and from the application of the DRM technique using as excitation the regional response u_p^0 obtained from the generalized half-space. We have also superposed in these figures the response from the 2D classical model previously reported in (part b in Fig. 5) in order to identify the effect of the regional topography on the local site. A good agreement between the results obtained from both analysis is observed over the 4 considered micro-zones. As expected, the response at sites L_1 and L_4 is close to the one in the classical model (part b in Fig. 5) due to the absence of regional effects at these locations. By contrast, the response at sites L_2 and L_3 contains regional effects. At L_2 , which is located over the sloped part of the canyon, the Fourier spectra still retains the same fundamental period while it shows some attenuation over the higher frequencies and a shifting of the superior modes. Clearly at both of these locations the results from the simplified engineering analysis would have deviated from the actual response which is influenced by the regional effect. Similarly, at site L_3 , located over the flat zone of the half-space at a distance 500 m from the rim of the canyon there is attenuation of the lower frequencies and shift in the fundamental period. The response over the micro-zone labelled L_4 approaches the half-space solution once the diffraction effects generated by the rim of the canyon start to decrease.

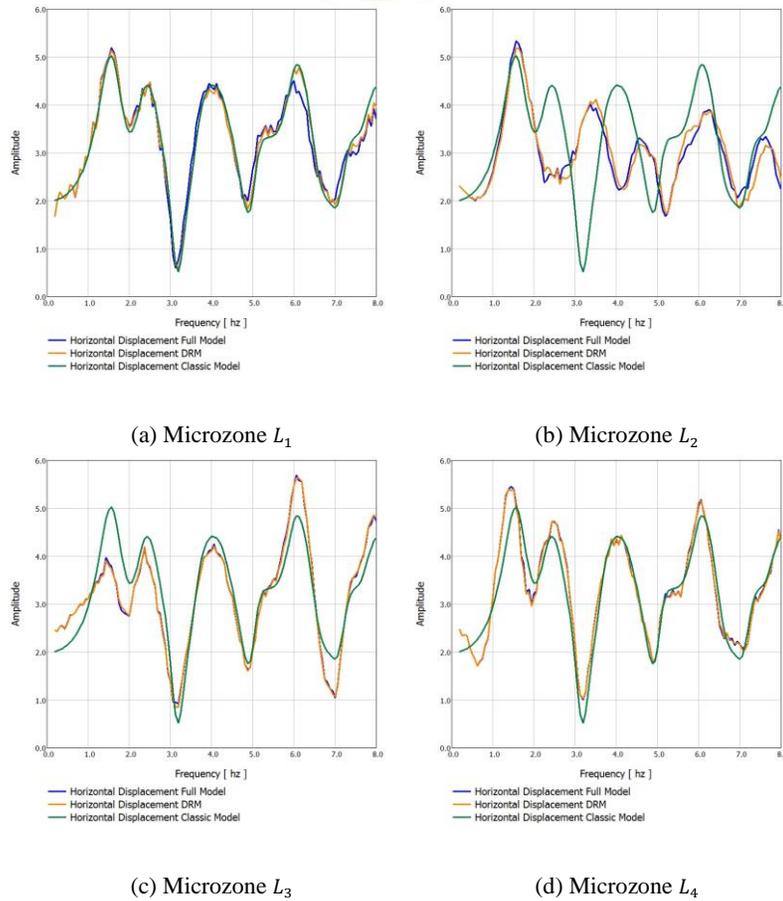
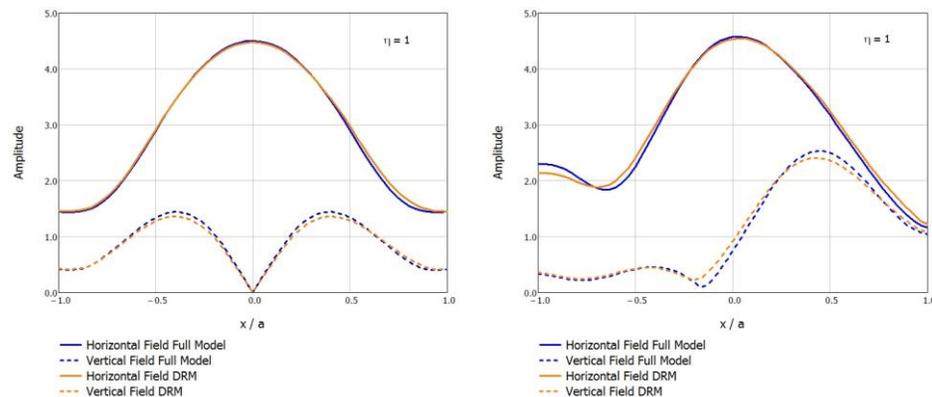


Figure 6. Fourier spectral amplitude for the horizontal displacement components at the central point of the micro-zones obtained with the full model and with the DRM technique.

We also show in Fig. 7 the spatial distribution of the transfer functions over the free surface of the micro-zones for the horizontal and vertical displacement components for a dimensionless frequency $\eta = 1.0$ where $\eta = a/\lambda$. Once again a very good agreement between the results from both methods is observed for both: the horizontal and vertical fields and over the complete surface of the micro-zone.



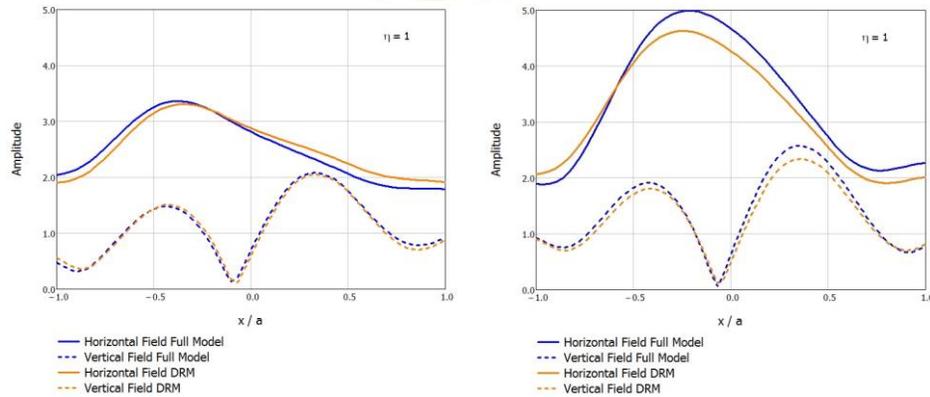


Figure 7. Comparison of the spatial distribution of the amplitude of the transfer function for the horizontal and vertical displacement component along the free surface of each micro-zone obtained with the full model and the approximated DRM technique. The results correspond to a dimensionless frequency $\eta = 1.0$ with $\eta = a/\lambda$ where a is the width of the semi-circular micro-zone.

As a final verification Fig. 8 compares the synthetic seismograms from both analyses at the central point of micro-zones 1 and 2. From a physical point of view, in the full model, which is representative of the realistic scenario, there are infinite diffracted waves trapped between the rims of the canyon. These waves are neglected in the classical model, however from the excellent agreement observed between the full and reduced model it is evident that this diffraction effect is effectively carried by the excitation obtained with the regional model.

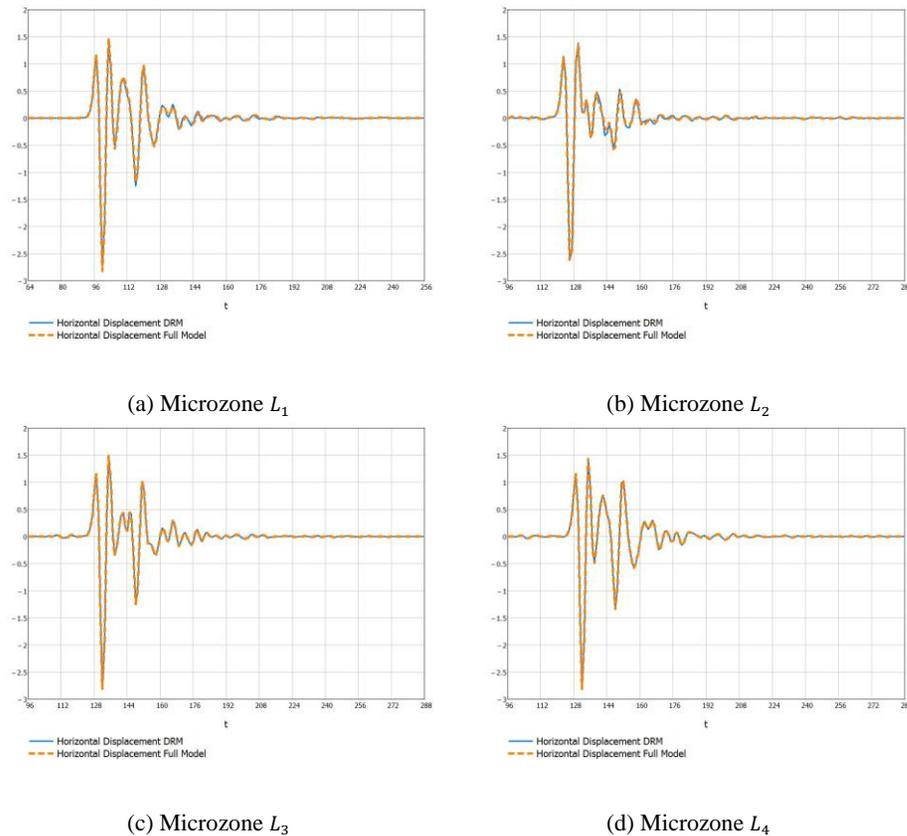


Figure 8. Synthetic seismograms for the horizontal displacement component at the central points of each microzone obtained with the full model and the DRM technique.

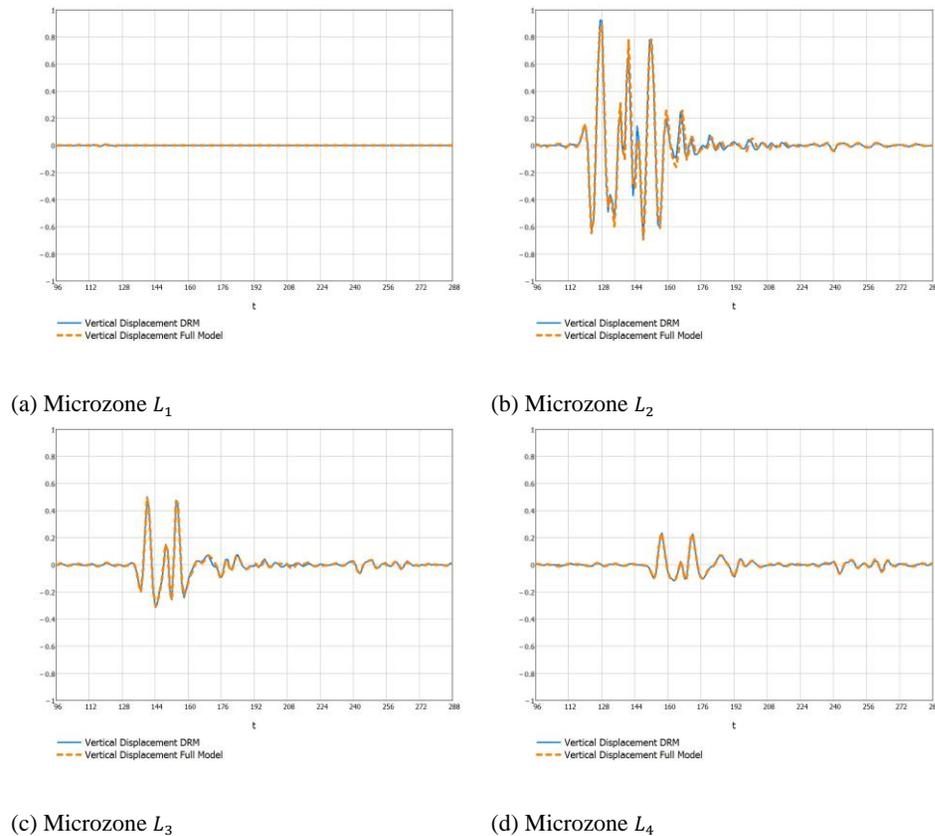
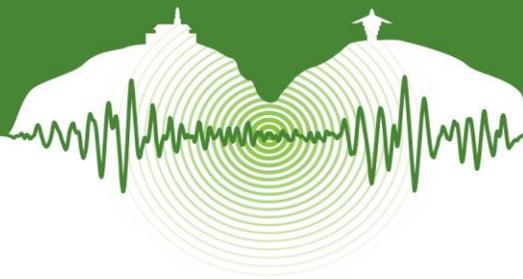


Figure 9. Synthetic seismograms for the vertical displacement component at the central points of each microzone obtained with the full model and the DRM technique.

4 CONCLUSIONS

We have assessed the capabilities of the multi-scale DRM technique proposed by Bielak et al. (2003); Yoshimura et al. (2003) as a possible analysis tool to perform ground response analysis at a local site assuming that results existing from a regional, independent large scale simulation are available. In particular, we have shown that if the effective input motions to be applied during step-II of the DRM technique, contain the effect of the large-scale regional topography, the response obtained from a simplified model of the micro-zone is highly accurate. The validation has been conducted in the study of an idealized seismic scenario composed of a regional topography conformed by a canyon in the shape of a circular cap with several localized micro-zones of softer material properties and having a semi-circular shape. The idealized geologic formation is submitted to vertically incident plane SV waves. To show the versatility of the method, and since the validation of the approach is intended to bridge the gap existing between the scientific community, using large scale simulations and practising engineers dotted with standard computational capabilities, we have conducted our analyses in a way resembling the logics behind an actual large scale based simulation. For that purpose we have determined the response for the large scale regional model (i.e., step-I in the DRM) using a direct Green's function approach, while in step-II the micro-zones were studied using a commercial finite element code. To test the accuracy of the method on predicting the response at the local site, we have compared the results from the simplified DRM technique with those from an exact analysis. The comparisons were made in the frequency and in the time domain. As additional referent solutions we have also performed ground response analysis of the micro-zones using a classical one-dimensional wave propagation model and a two-dimensional model of the micro-zone under direct incidence of the SV waves. As it is well known the 1D model fully neglects the topographic effect, while the 2D model under direct incidence (i.e., neglecting the regional effect) does not consider the interaction between the regional and local topography. Our comparison shows a good agreement between the DRM technique and the exact numerical solution and confirms that the DRM technique can be used with confidence as analysis tool to conduct local ground response analysis even under the strong simplification of a micro-zone supported by a perfect half-space.

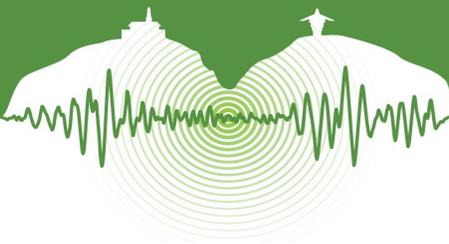


ACKNOWLEDGMENTS

This project was conducted with financial support from “Departamento Administrativo de Ciencia, Tecnología e Innovación, COLCIENCIAS” and from Universidad EAFIT research directory through research grant N0 1216-403-20661.

REFERENCES

- Assimaki, D., Ledezma, C., Montalva, G. A., Tassara, A., Mylonakis, G., and Boroschek, R. 2012. Site effects and damage patterns. *Earthquake Spectra*. Vol 28, S 1, pp. 55-74.
- Bielak, J. and Christiano, P. 1984. On the effective seismic input for non-linear soil-structure interaction systems. *Earthquake engineering & structural dynamics*. Vol 12, N° 1, pp. 107-119.
- Bielak, J., Loukakis, K., Hisada, Y., and Yoshimura, C. 2003. Domain Reduction Method for Three- Dimensional Earthquake Modeling in Localized Regions, Part I: Theory. *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol 93, pp. 817-824.
- Bielak, J., Graves, R., Olsen, K., Taborda, R., Ramírez-Guzmán, L., Day, S., Ely, G., Roten, D., Jordan, T., Maechling, P., Urbanic, J., Cui, Y., and Juve, G., 2010. The ShakeOut earthquake scenario: Verification of three simulation sets. *Geophysical Journal International*. Vol 180, pp. 375-404.
- Bouchon, M. and Barker, J. S. 1996. Seismic response of a hill: the example of tarzana, California. *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol 86, N° 1A, pp. 66-72.
- Courant, R. & Hilbert, D. 2008. *Methods of mathematical physics*, vol. 1, Wiley.com.
- Meslem, A., Yamazaki, F., Maruyama, Y., Benouar, D., Kibboua, A., and Mehani, Y. 2012. The effects of building characteristics and site conditions on the damage distribution in boumerdes after the 2003 Algeria earthquake. *Earthquake Spectra*. Vol 28, N° 1, pp. 185-216.
- Mosquera, F. 2013. Implementation of User Element Subroutines for Frequency Domain Analysis of Wave Scattering Problems with Commercial Finite Element Codes, Master’s thesis, Universidad EAFIT.
- Pao, Y. H. and Varatharajulu, V. 1976. Huygens principle, radiation conditions, and integral formulas for the scattering of elastic waves. *The Journal of the Acoustical Society of America*. Vol 59, N° 6, pp. 1361-1371.
- Paul, A., Cattaneo, M., Thouvenot, F., Spallarossa, D., Béthoux, N., and Fréchet, J. 2001. A three-dimensional crustal velocity model of the southwestern Alps from local earthquake tomography. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth (1978–2012)*. Vol 106, N° B9, pp. 19367-19389.
- Pilz, M., Parolai, S., Stupazzini, M., Paolucci, R., and Zschau, J. 2011. Modelling basin effects on earthquake ground motion in the Santiago de Chile basin by a spectral element code. *Geophysical Journal International*. Vol 187, N° 2, pp. 929-945.
- Raptakis, D., Manakou, M., Chavez-Garcia, F., Makra, K., and Ptilakis, K. 2005. 3d configuration of mygdonian basin and preliminary estimate of its site response. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Vol 25, N° 11, pp. 871-887.
- Restrepo, D., Taborda, R., and Bielak, J. 2012. Three-dimensional nonlinear earthquake ground motion simulation in the salt lake basin using the wasatch front community velocity model, Tech. rep., Final technical report, USGS Award G10AP00077.
- Trifunac, M. D. and Hudson, D. E. 1971. Analysis of the Pacoima dam accelerogram San Fernando, California, earthquake of 1971. *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol 61, N° 5, pp. 1393-1411.
- Villalobos, F., Ovando, E., Mendoza, M., and Oróstegui, P. 2011. Damages observed in the 2010 Concepción earthquake related to soil phenomena, in Proceedings of the 5th international conference on earthquake geotechnical engineering. Santiago, Chile.
- Wang, M., Hubbard, J., Shaw, J. H., Plesch, A., and Jia, D. 2012. A Community Velocity Model (CVM) for the Sichuan basin and Longmen Shan, China, AGU Fall Meeting Abstracts, p. F5.
- Yoshimura, C., Bielak, J., Hisada, Y., and Fernández, A. 2003. Domain reduction method for three-dimensional earthquake modeling in localized regions, part ii: Verification and applications. *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol 93, N° 2, pp. 825-841.



Efecto de Topografía Realista en el Movimiento Sísmico de Terreno en los Andes Colombianos – El Valle de Aburrá en Antioquia como Caso de Estudio

Effects of Realistic Topography on the Ground Motion of the Colombian Andes – A Case Study at the Aburrá Valley in Antioquia

Doriam Restrepo^{*1,3}, Jacobo Bielak¹, Juan Gómez², Juan Jaramillo² and Ricardo Serrano²

¹*Department of Civil and Environmental Engineering, Carnegie Mellon University Pittsburgh, US*

²*Departamento de Ingeniería Civil, Universidad EAFIT, Medellín, Colombia*

³*Now at Departamento de Ingeniería Civil, Universidad EAFIT, Medellín, Colombia*

RESUMEN

Este artículo presenta resultados de simulaciones deterministas de movimiento de terreno en una región propensa a sismos caracterizada por irregularidades superficiales moderadas a severas conocida como el Valle de Aburrá en los Andes Colombianos. Nuestras simulaciones comprenden un volumen de la corteza terrestre de $50 \times 50 \times 25 \text{ km}^3$, y 4 escenarios de rotura representados por sismos sintéticos de magnitud $M_w = 5$ a lo largo de un segmento de la falla de Romeral. En este trabajo, se desarrolla el primer modelo de velocidades de onda de corte para la región del Valle de Aburrá tomando la geología como base para velocidad de onda de corte. Cada simulación fue conducida bajo tres diferentes suposiciones: (i) real estructura 3D de velocidad de onda de corte y real topografía, (ii) real estructura 3D de velocidad de onda de corte sin incluir topografía (modelo plano), y (iii) semi-espacio homogéneo con topografía real. Nuestros resultados muestran como la topografía superficial afecta la respuesta de sitio. En particular, los resultados resaltan la importancia del efecto combinado resultado de la interacción entre efectos de fuente, directividad, enfocamiento, condiciones de suelo blando y topografía 3D. Este estudio presentan evidencia cuantitativa de esta interacción y muestra como el efecto topográfico en ciertas locaciones alcanzan amplificaciones del orden de 500 por ciento, mientras que las áreas de reducciones siempre se sitúan en el rango entre 0-150 por ciento.

Palabras clave: Simulación sísmica a gran escala, Dominios ficticios, Valle de Aburrá, Efectos topográficos 3D.

ABSTRACT

This paper presents a set of deterministic 3D ground motion numerical simulations in an earthquake-prone region exhibiting moderate-to-strong surficial irregularities known as the Aburrá Valley in the Colombian Andes. We proposed a $50 \times 50 \times 25 \text{ km}^3$ volume to perform our simulations, and four $M_w = 5$ rupture scenarios along a segment of the Romeral fault. We created the first velocity model of the Aburrá Valley region, which takes geology as a proxy for shear-wave velocity. Each simulation was conducted under three different assumptions: (i) realistic 3D velocity structure plus realistic topography, (ii) realistic 3D velocity structure without topography, and (iii) homogeneous half space with realistic topography. Our results show how surface topography affects the ground response. In particular, our findings highlight the importance of the combined interaction between source-effects, source-directivity, focusing, soft-soil conditions, and 3D topography. We provide quantitative evidence of this interaction and show that topographic amplification factors at some locations are close to 500 percent, while reduction areas always lie within the 0-150 percent range.

Keywords: Large scale seismic simulation, Fictitious domains, Aburrá Valley, 3D Topographic effects.

*Autor Correspondencia: drestref6@eafit.edu.co



1 INTRODUCTION

Topographic site effects have long been recognized as major contributors to seismic wave amplification. Generally, structures located at the top and/or the slopes of mountainous regions show a consistent pattern of severe structural damage as evidenced by past earthquakes e.g., the 1999 Athens-Greece earthquake (Paolucci, 2002), the 2009 L'Aquila-Italy (Çelebi et al., 2010), or the 2010 Haiti earthquakes (Hough et al., 2011). Instrumental studies conducted after the occurrence of major earthquakes validate primary estimates from field observations (e.g., Kawase and Aki, 1990). In particular, field records exhibit a zone of amplification that takes place near mountain tops at wavelengths comparable with the mountain's width, and within the range of frequencies of engineering interest 1–20 Hz. Reduction zones occur near the bottom or at concave topographic features such as canyons and hill toes. While complex patterns of amplification/de-amplification with significant differential motions along the slopes are also expected. (e.g., Geli et al., 1988).

Former numerical results mostly obtained through 2D simulations of highly idealized profiles are qualitatively consistent with instrumental evidence. 2D models predict amplifications on the top of mountains, and provide comparable results in terms of the frequency at which the maximum amplification occurs. Early numerical research however, promptly exposed the inability of over simplified 2D models to draw quantitative conclusions for realistic 3D mountainous regions (e.g., Bard, 1982; Geli et al., 1988; Sánchez-Sesma and Campillo, 1991). Among the significant discrepancies is the difference between the levels of anticipated ground motion. Although such a disagreement might be linked to the lack of a truly reference station in conjunction with differences on the metrics employed to quantify topographic amplification factors (Chávez-García et al., 1996), there are two well-documented examples i.e., (i) the Pacoima Dam, and (ii) the Tarzana Hill that confirm that topographic effects, alone, can not generate the large amplifications registered at mountainous regions. Thus, evidencing the need to numerically analyze the combined effect of complex topography with other major factors such as source directivity, low-velocity surface layering, and complex geologic units (e.g., Geli et al., 1988).

In this study we conduct a set of deterministic 3D ground motion numerical simulations in an earthquake-prone region exhibiting moderate-to-strong surficial irregularities known as the Aburrá Valley in Antioquia – Colombia. We proposed a 50 km × 50 km × 25 km volume in conjunction with four high-frequency ($f_{\max} \sim 5$ Hz) $M_w = 5$ rupture scenarios along one segment of the Romeral fault; a significant source of seismic activity of Colombia located ~15 km from the city of Medellín. Each rupture scenario was simulated using three different models: (i) realistic 3D velocity structure with realistic topography; (ii) realistic 3D velocity structure without topography; and (iii) homogeneous half space with realistic topography. The Aburrá Valley, then, comprises an intricate region where every influencing factor that affects earthquake-induced ground motion converge i.e., near earthquake sources as a consequence of its closeness with the Romeral fault; heterogeneous tropical soil conditions resulting from the intense physical and chemical weathering, and important surficial topography as a consequence of its special location in the Colombian Andes. In particular, high frequency analyses will allow to capture the combined effect of small wavelengths created by topographic scattering, with effects due to source directivity and the near surface low-velocity structure. We incorporate the surface topography by implementing a virtual topography scheme (Restrepo and Bielak, 2014) into *Hercules* (Tu et al., 2006), the octree-based large-scale earthquake simulator developed by the Quake Group at Carnegie Mellon University. Our preliminary results show how realistic topography greatly modifies the ground response. We provide quantitative evidence of this interaction by showing that topographic amplification factors at some locations can be as high as 500 percent, while areas that experience reductions stay below -100 percent.

2 THE ABURRÁ VALLEY SEISMIC SETTING

The Aburrá Valley (Antioquia, Colombia) is a moderate intra-mountain depression located at the north end of the central range of the Colombian Andean region. Variations in the surrounding mountains and plateaus can reach heights between 2200 to 3000 m.a.s.l., with its lowest level located at 1300 m.a.s.l. The valley's geological setting is composed of (i) a Paleozoic metamorphic basement, (ii) ultrabasic igneous rocks, (iii) a volcano-sedimentary sequence, (iv) intrusive granitoid bodies, and (v) hillslope and alluvial sediments (Maya and Gonzales, 1995). According to Aristizábal et al. (2005), the valley can be divided into three broad geomorphologic sectors: a central portion that consists of broad alluvial plains bounded by moderate to gentle slopes; whereas the northern and southern parts consist of narrow asymmetric valleys bounded by steep slopes. The Medellín river and its two main tributaries, the Santa Helena and Iguaná streams, have deposited most of the alluvial deposits in the



central and lowest portions of the valley, which vary between 3 to 200 m in depth (Adams and Jaramillo, 2002). The steep slopes ($> 30\%$) and most elevated parts of the valley are covered by a thick weathering profile. Depths of these weathered profiles and local conditions vary with position. They are thicker usually at gentle slopes ($\sim 10\%$), and become shallower on steep slopes as consequence of erosion (Aristizábal et al., 2005).

Historic accounts from 1730 report 39 seismic events felt in the city of Medellín with intensities larger than III on the Modified Mercalli scale, five of them located under the city of Medellín with Mercalli values from III to V (Ramírez, 1975). Recent seismic activity of relevant intensity for the city of Medellín has been limited to destructive far-field earthquakes (> 180 km). The 12 December 1979 Tumaco ($M_w = 7.2$) earthquake, and the 18 October 1992 ($M_w = 7.1$) Atrato earthquake, registered rock PGA of 0.03g, and 0.015g respectively (Adams and Jaramillo, 2002). The 25 January 1999 Eje Cafetero ($M_w = 6.2$) Armenia earthquake, which ruptured along a segment of the Romeral Fault System in the Eje Cafetero area, was also felt with important intensity in the Aburrá region. PGAs of 0.018g/0.015g were registered at some stations of the local strong-motion network on the eastern/western slopes of the valley. Colombian seismic regulations estimate a moderate seismic hazard for the Aburrá Valley region (NSR-10, 2010). Geological evidence, however, suggests an important tectonic activity along its main structural systems. In average, each one of the ten municipalities of the metropolitan area of the Aburrá Valley are less than 25 km from a potentially active $M_w = 7$ seismic fault. Of particular note, the Romeral fault system is just 5 km from the municipality of Caldas, and only 15 km from the city of Medellín. A rupture along a nearby segment of the Romeral fault is regarded as the worst-case scenario for the region where PGA up to 0.4g are expected (GSM, 1999). In addition, evidence from recent seismological surveys indicates that PGAs for a return period of 475 years is dominated by near sources ($\approx 15 - 20$ km) of moment magnitudes $M_w = 6.5$ (GSM, 2006).

2.1 Rupture Scenarios Along the Romeral Fault

To investigate the ground motions in the Aburrá Valley Region (ABR) we propose to analyze the $50 \times 50 \times 25$ km deep region shown in Fig. 1(a). This region covers the entire ABR metropolitan area, and several other municipalities of regional importance such as the municipality of Rionegro located 22 km east the city of Medellín. Furthermore, this volume is large enough to include every major topographic irregularity throughout the region, and several rupture scenarios from the Romeral Fault. The segment of the Romeral fault enclosed in the proposed domain however, presents long return periods. As a result, strong motion events have not been recorded from this segment thus far, nor have realistic kinematic models been developed for the region either. In the present simulations the effects of the rupture front are obviated by assuming earthquake events of low magnitude ($M_w = 5.0$), which can accurately be modelled as double-couple kinematic point sources. We simulated 3D wavefields generated by four source scenarios 10 km deep. All of them assume a Ricker's pulse source time function of maximum frequency $f_{\max} = 5$ Hz, average strike of 160° consistent with the direction of the Romeral fault in the domain.

2.2 3D Seismic velocity model

Our first version of the Initial Velocity Model for the Aburrá Valley region (IVM-AbV) takes the work of Acevedo (2011) as a point of departure. The reference work recognizes 17 geological structures for which it establishes their internal geometry, presumable contact, and eventual deep geologic formations based upon information from local geological studies and geophysical data throughout the region. The reference study renders the most likely geological setting, including the terrain elevation through north-south vertical sections every 2 km over a nearly rectangular area of 49.541×40.5 km², 30 km deep. We incorporated the information from these vertical sections into a computer algorithm that uses Delaunay triangulation to create interpolation rules aimed at identifying the corresponding geologic unit enclosed by two adjacent sections (Serrano, 2014).

Figure 1(b) depicts the free surface shear wave velocities according to the IVM-AbV. As is readily seen, the velocity model reasonably detects the Quaternary deposits along the Medellín River bed. Softer soil deposits at the San Nicolas Valley (SNV) are also detected (see the Rionegro region at the center of the bottom right hand side quadrant). The slowest shear-wave velocity in the regional model corresponds to these Quaternary deposits ($V_s = 400$ m/s). Compressional velocities are computed by assuming a constant Poisson's ratio of $\nu = 0.3$ in every geologic structure. Throughout the entire domain, the density ρ is constrained to lie between $2000 \text{ kg/m}^3 \leq \rho \leq 3000 \text{ kg/m}^3$. In this first approximation, we assumed a homogeneous behavior of the seventeen geologic units of the reference study. This can be seen as an average scheme of

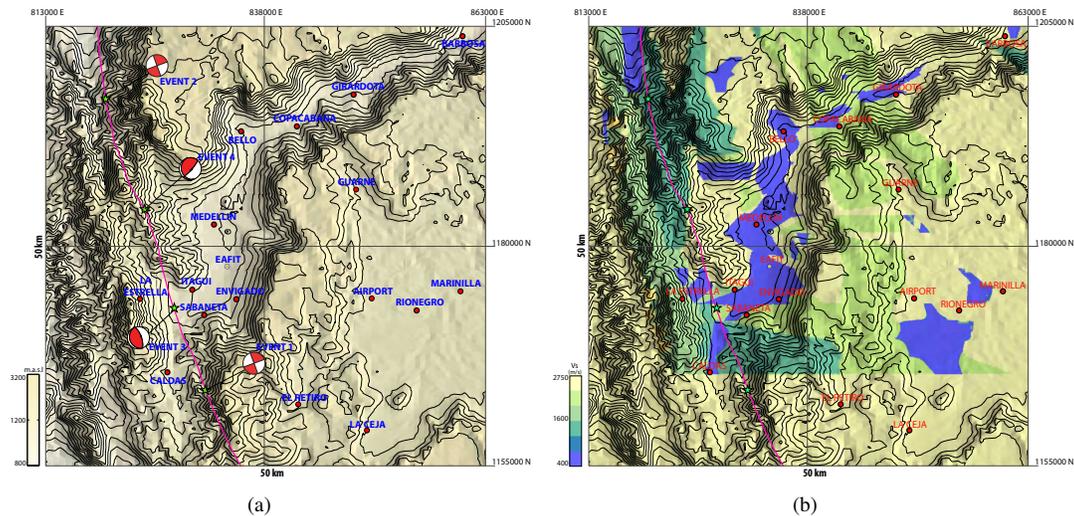
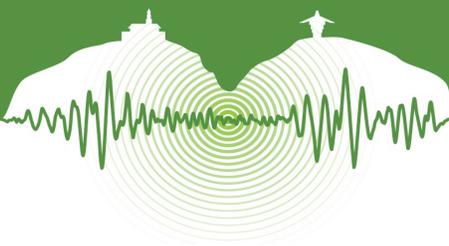


Figure 1: Figure 1(a) Topographic map indicating the 50 km×50 km region of study. Red dots represent the most important municipalities within the region. Magenta line illustrates the segment of the Romeral fault that crosses the region. Stars represent the epicenters of the four 10 km deep rupture scenarios. Beach balls depict the focal mechanisms. Figure 1(b) Plane view of shear wave velocity at the surface of the targeted domain. The velocity model reasonably detects the softer deposits of alluvial sediments ($V_s=400$ m/s) along the Medellín River bed, as well as the softer soil deposits at the San Nicolás Valley.

any soil heterogeneity around the region. The mechanical properties of each homogeneous body were based upon proposed estimates according to the type of the geological unit. As reported by [Hartzell et al. \(1997\)](#), deeper geologic formations can have a significant or even larger impact over the ground motion at a given location than shallow shear wave velocity.

3 COMPUTATIONAL METHOD

The Aburrá Valley topography is numerically modeled by implementing a Virtual Topography (VT) approach ([Restrepo and Bielak, 2014](#)) into Hercules ([Tu et al., 2006](#)), the octree-based finite element parallel computational tool developed by the Quake Group at Carnegie Mellon University. VT adopts fictitious domain ideas ([Saulev, 1963](#)), and embeds a domain Ω with external boundary $\partial\Omega$, into an augmented body $\tilde{\Omega}$ of homogeneous Neumann boundary $\partial\tilde{\Omega}$. The augmented domain is discretized using an unstructured octree-based mesh composed of trilinear finite elements. In particular, [Restrepo and Bielak \(2014\)](#) partition every topography-intersected cubic element into five still nonconforming constant-strain, constant-material, tetrahedral elements. As a result, gradients, and material properties become constants that are taken out of the integrals in the weak formulation. This reduces the evaluation of discontinuous integrands to merely compute the volume enclosed by the tetrahedral elements. After simple algebraic manipulation, the matrices of each tetrahedron are written as the product of its percentage of matter content times the corresponding matrix of the complete tetrahedron. The evaluation of the mass and stiffness matrix of the parent cubic element is obtained from the contribution of its children tetrahedra elements following standard assembling techniques. Volumes within each tetrahedra are computed by adopting the 56 symmetric quadrature rule derived by [Shunn and Ham \(2012\)](#) using a cubic closed packed lattice arrangement.

4 GROUND MOTION SIMULATION

We examine the dynamic response of the Aburrá Valley Region (ABR) based upon three assumptions regarding its macroscopic irregularities and crustal velocity model. In the first simulation, we employ the complete representation of the region by considering both the realistic velocity model of the crustal structure, and the realistic representation of its surficial topography. We denote this model as the complete model (CMP) since it contains all the major factors that influence the ground motion throughout the region. Results from this simulation will be used as benchmark results for comparison with other models.



The second numerical scenario is performed under classical modeling conditions. That is, traditional large-scale earthquake simulations disregard surface topography by artificially making the free surface flat. Flat-surface approximations are based on either “squashed” or “bulldozed” velocity models (e.g., [Aagaard et al., 2008](#)). Here, the squashed approach is favored because it preserves the material properties at the free-surface level. We denote this model as the SQD model. In the third run, we isolate the effects of topography. We achieve isolation of topographic effects by considering the realistic topography and simplifying the 3D velocity structure as if it were a homogeneous domain of average material properties: $V_s = 2000$ m/s, $V_p = 4000$ m/s, and $\rho = 2200$ kg/m³. Table 1 presents the details of the simulations parameters, and the computational resources used.

Analytics	3D Velocity Structure		
	Complete (CMP)	Squashed (SQD)	Homogeneous (HMG)
f_{\max}	5.0 Hz.	5.0 Hz	5.0 Hz
Topography	Yes.	No.	Yes.
$V_{s_{\min}}$	400 m/s	400 m/s	2000 m/s
Points per wavelength	13.1	13.1	16.3
Min. elem. size	6.10 m	6.10 m	24.41 m
Num. of elements	4,617,025,557	4,181,610,745	3,058,335,221
Num. of nodes	4,707,518,437	4,198,489,003	3,066,223,684
Time step Δt	0.0005 s	0.0005 s	0.0025 s
Sim. time	30 s	30 s	30 s
Num. of cores	9960	9960	3960
Cores usage time	5 hr, 27 min	4 hr, 38 min	1 hr, 42 min

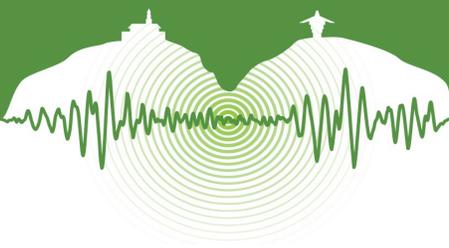
Table 1: Summary of simulation parameters and input data. All simulations were run in Kraken, the Cray XT5 parallel supercomputer at the National Institute for Computational Science; US.

4.1 Discussion. Regional effects

We explore the general characteristics of the ground motion by examining snapshots of the vertical (Z) component of the velocity wavefield. In the interest of brevity, we only show results for the 1st, and 3rd $M_w=5.0$ earthquake events.

Figure 2 illustrates the time evolution of the velocity wavefields for the 1st event. At $t = 3.5$ s, the first arrival of P-waves is apparent in the three models. Results from the HMG simulation preserve the expected P-wave radiation pattern associated with a double-couple strike-slip source, with only minor modifications from the surrounding topography (Fig. 2(g)). Conversely, for the CMP and the SQD models no recognizable radiation pattern is preserved whatsoever. In both simulations the internal velocity gradient dramatically modifies the spatial distribution of the first arrivals (see Figs., 2(d), and 2(a)). When these two models are compared between each other their results are generally similar. Although the SQD wavefields exhibit a smoother distribution (see Figs., 2(d), and 2(a)). The first sign of ground motion modifications due to topographic effects is seen by the different spatial distribution of the saturated area at the top of the mountain between the municipalities of Caldas and La Estrella.

At $t = 7.5$ s a clear S-wave front has already reached the surface. Since S-waves exhibit smaller wavelengths than P-waves, their interaction with external irregularities become more important. An example of this interaction is clearly seen from the HMG results. As Fig. 2(h) shows, the ABR topography creates an extremely complex pattern of reflected and scattered wavefields as the S-wave travels throughout the domain. Even stronger complexities are exhibited by the wavefronts of the CMP, and the SQD simulations (Figs. 2(b), and 2(e)). In the case of the SQD model, these wavefront distortions are consequence of the low wave-speed velocity Quaternary deposits plus geometric effects from the geologic units. These effects are also present in the CMP simulations; however, as suggested by the larger number of saturated areas present in Fig. 2(b), the distortions in the wavefronts are direct consequence of the ABR topography. Regarding the P-wave, it appears that under homogeneous



conditions the ABR topography only creates a minor change in the shape of the wavefront with respect to the zero-topography case. The latter is explained because under flat free-surface conditions the wavefront is a concentric circle with origin at the epicenter. This is almost the case in Fig. 2(h). The only noticeable topographic effect under HMG conditions is the trace of reflected and scattered waves left behind the P-wavefront as it moves forward.

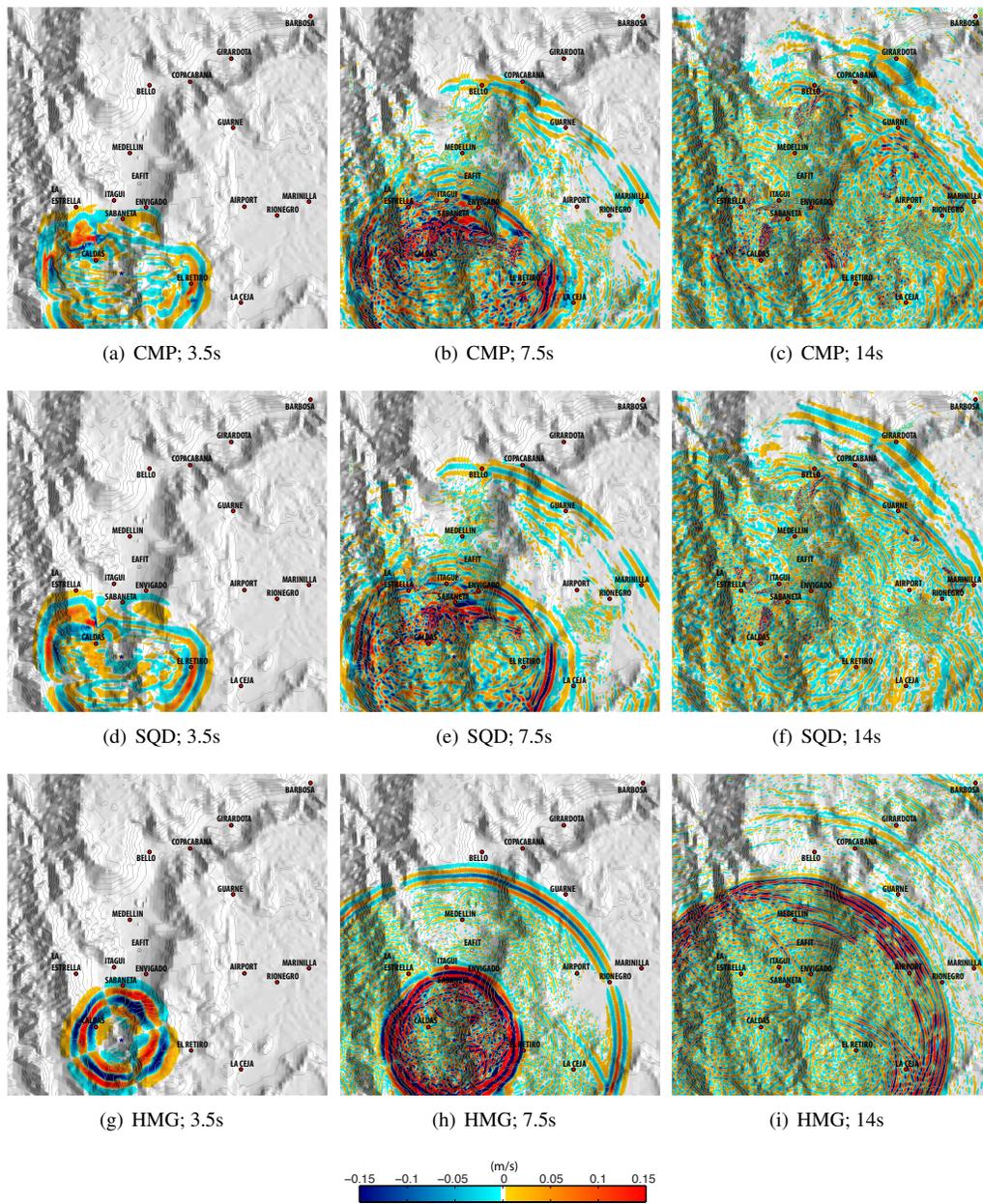
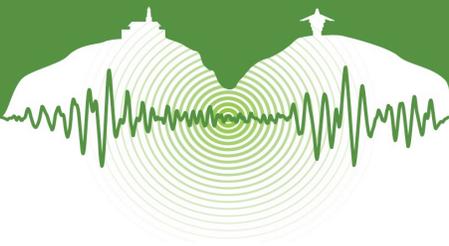


Figure 2: Snapshots of the vertical component of the velocity wavefield for the CMP (Figs., 2(a), 2(b), 2(c)), SQD (Figs., 2(d), 2(e), 2(f)), and HMG (Figs., 2(g), 2(h), 2(i)) models. Columns represent time steps at 3.5s, 7.5s, and 14s respectively. The blue star illustrates the epicenter of the 1st rupture scenario.



As the dynamic phenomenon continues, a large amount of energy gets trapped into the domain (see Figs. 2(c), 2(f), 2(i)). A heavily distorted, yet, still S-wavefront, keeps moving forward in the HMG model (Fig. 2(i)). The P-wavefront on the other hand, has already left the domain although the scattered waves created by the ABR topography are still present. By contrast, substantial variations in the 3D velocity structure are largely responsible for the trapped energy and wave reverberations exhibited by SQD model (Fig. 2(f)). The CMP model also exhibits effects from the 3D velocity structure although topography effects are again visible. For instance, near the Rionegro and Guarne municipalities, clear amplifications are noticeable in Fig. 2(c). It is important to point out that these municipalities locate at elevated regions compared with that of the epicenter. Therefore, amplification by topographic effects in those areas is consistent with previous findings.

Source radiation patterns of higher complexity are exhibited by the 3rd source model as a result of changes in the direction of the fault movement. Consequently, phases of large amplitude dominate the seismic response since the beginning of the ground shaking (see Fig. 3). The strong P-wavefront seen at $t = 3.5$ s is evidence of the latter. Near source effects due to the proximity of the epicenter generate an early response of the Quaternary deposits from the Caldas municipality up to Universidad EAFIT (see Figs. 3 at $t = 3.5$ s). In general, topography only exhibits a small effect in the CMP simulation. Source-radiation, and basin effects are the predominant effects during the first stages of the shaking. One more time, the effects of the ABR topography are exposed more clearly by the HMG results. At $t = 7.5$ s, the P-wave continues moving forward with an evident circular shape (see Fig. 3(h)). As in previous analyses, the effects of the ABR topography to the first arrivals is limited to the generation of small amplitude surface waves. Regarding the effects over the S-wavefront, results of the simulations show that most of the scattered energy is carried by high-frequency surface waves, which concentrates along the mountains near the Romeral fault. On the other hand, when the 3D velocity structure is considered, its effects remain dominant over the ABR topography at $t = 7.5$ s (see Figs. 3(b), 3(e)). Larger spatial variability is in general exhibited by the CMP simulations.

4.2 Discussion. Topographic amplification factors (TAF)

Observations regarding the impact of the ABR topography take more significance if one examines quantitative evidence in terms of topographic amplification factors (TAF). The site-to-reference spectral ratio method (SRM) (Borcherdt, 1970) is the strategy most commonly used to estimate topographic site effects (e.g., Tucker et al., 1984). In general, the SRM assumes that the only difference between the measurements of ground motion at two different sites is the presence or absence of topographic features; all other factors remaining constant (Davis and West, 1973). In other words, the SRM implicitly assumes that at two different stations, the effects from the source, directivity, and the internal soil structure are similar. This is obviously not an acceptable assumption for the highly heterogeneous ABR and its near source earthquake scenarios. To overcome this problem some authors have used results from flat-free simulations as the reference site (e.g., Bouchon and Barker, 1996). From the numerical point of view this strategy is the natural step to follow since flat-free simulations are the standard scheme in earthquake modeling. In this work we will follow the same strategy and use the SQD results as the reference site. Specifically, we provide quantitative insight regarding the distribution of amplifications/reductions by topographic effects in terms of topographic amplification factors (TAF) computed as:

$$\text{TAF} = \text{PGV Amplification} = \frac{(\text{PGV}_{\text{CMP}} - \text{PGV}_{\text{SQD}})}{\text{PGV}_{\text{SQD}}} \times 100\%, \quad (1)$$

where PGV_{CMP} , and PGV_{SQD} are peak ground velocities (PGV) from the CMP, and the SQD models respectively. The PGVs are computed as the absolute value of the three components of ground velocity.

Figure 4(a) consolidates the TAF computed by showing the envelope of the maximum value (preserving the sign) among results from the whole set of 4 rupture scenarios. At least three different areas exhibiting noticeable amplification are identified by the envelope response. The first is the zone close to the top left-hand corner of the domain (≈ 1200 m.a.s.l) where TAFs reach values larger than 200 percent. The second occurs throughout the Aburrá Valley (≈ 1500 m.a.s.l). This valley presents an average amplification between 100 and 150 percent, although areas of rapid differential motion are identified over its slopes. Some saturated areas are also visible. The third amplification area is the San Nicolas Valley (≈ 2000 m.a.s.l). Here, generalized amplifications of around 150 percent are observed. Interestingly, there are also zones of deamplification within

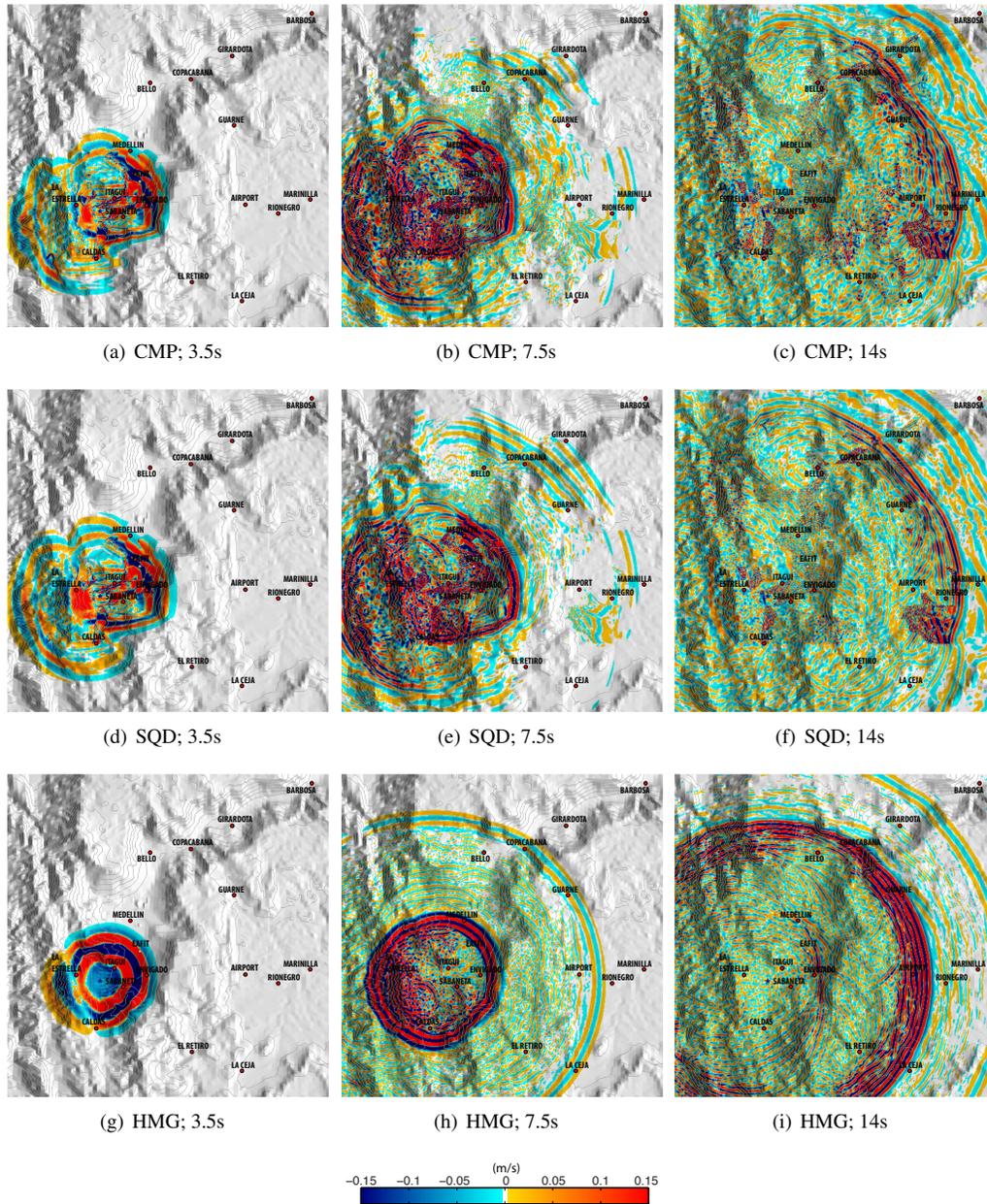
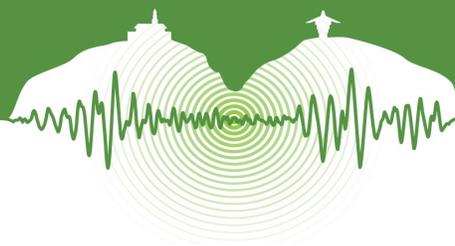


Figure 3: Snapshots of the vertical component of the velocity wave field for the CMP (Figs., 3(a), 3(b), 3(c)), SQD (Figs., 3(d), 3(e), 3(f)), and HMG (Figs., 3(g), 3(h), 3(i)) models. Columns represent time steps at 3.5s, 7.5s, and 14s respectively. The blue star illustrates the epicenter of the 3rd rupture scenario.

the domain. These are also clearly identifiable. For instance, the top of both flanks of the Aburrá Valley show deamplifications greater 100 percent at both sides.

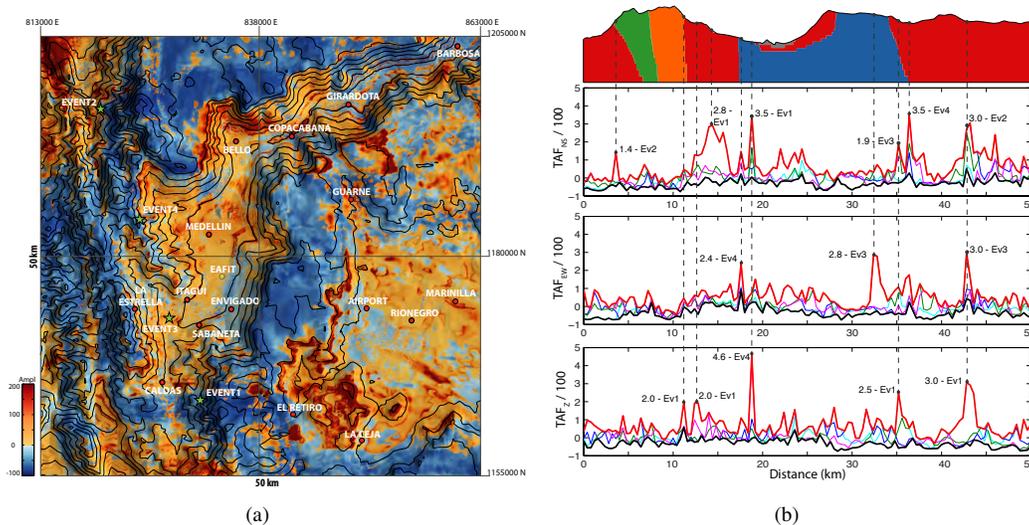
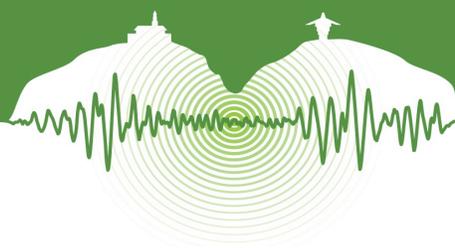


Figure 4: 4(a) Envelope of Topographic Amplification Factors (TAF) from results of the four rupture models. 4(b) TAF for section 30N-30N. The TAF are computed independently for the three components of the the ground velocity vector. Thick red and black lines represent the upper and lower bounds from all events. Cyan lines depict the TAF from the 1st source scenario. The blue, green, and magenta lines depict the TAF results from the 2nd, 3rd, and 4th rupture models.

4.3 Discussion. TAFs along selected Vertical Sections

We examine further the characteristics of the ground motion from the CMP, and the SQD simulations by analyzing TAFs of ground velocity on section 30N-30N, which locates 30km north from the bottom of the domain. The computed TAFs are however slightly different in the sense that they are computed independently for each component of the synthetics of ground velocity, and for every rupture scenario. In general, the topographic irregularities generate positive TAF values (amplification) close to 500 percent at some specific locations. Reductions, although also present, always remain within the 0 to 100 percent range, and more frequently closer to zero. The specific patterns of topographic amplification depend strongly on the particular component of ground motion, and greatly correlate with soft-sedimentary deposits, source-radiation effects, and material interface effects. As is seen in Fig. 4(b), the section 30N-30N shows a larger number of local maxima over the western flank of the Aburrá Valley depression. Specifically, these local amplifications occur along the right slopes of the mountain. Curiously, the top of the western mountain does not exhibit a significant topographic amplification. Our results challenge the traditional idea that topographic effects are always stronger at the top of the topographic irregularities. The first rupture scenario emerges as the major contributor of topographic amplification for the Z component of the ground velocity vector, although the largest amplification, near 500 percent, is generated by the fourth source model. On the other hand, the 3rd, and 4th source models contribute to the largest TAF in the EW velocity component. It is worth to mention that TAFs of the NS velocity component do not show a particular preference for any of the four rupture scenarios.

4.4 Discussion. Synthetic Time Histories

To examine the effects of topography at a local scale we analyze synthetics of ground velocity at selected receivers throughout the Aburrá Valley metropolitan area. We choose the locations of the observation points to coincide with the stations of the strong ground motion network of the city of Medellín (Fig. 5(a)). Synthetic records for the parallel to fault (V_{PL}), and the normal to fault (V_N) components of the velocity vector are presented on Fig. 5(b). In all cases the fault-parallel component from both models exhibits the larger amplitudes as a consequence of the strike-slip nature of the first earthquake source. In addition, the Z component exhibits amplitudes of the same order of magnitude as the fault normal component. This indicates near source effects. As expected, the first arrivals almost coincide in the two models, although with slightly different travel-times. Late phases on the other hand present noticeable differences. At station CSJ, the presence of strong late arrivals of



large amplitude due to topographic effects are evident in both the fault normal and fault parallel velocity components. Similar topographic effects in the form of strong late phases are displayed by two stations: (i) EAU station, which is located halfway the slope of the northeast flank of the Aburrá Valley; (ii) ESE station located right at the top of the right flank near Universidad EAFIT and the Envigado municipality (see Fig. 5(b)).

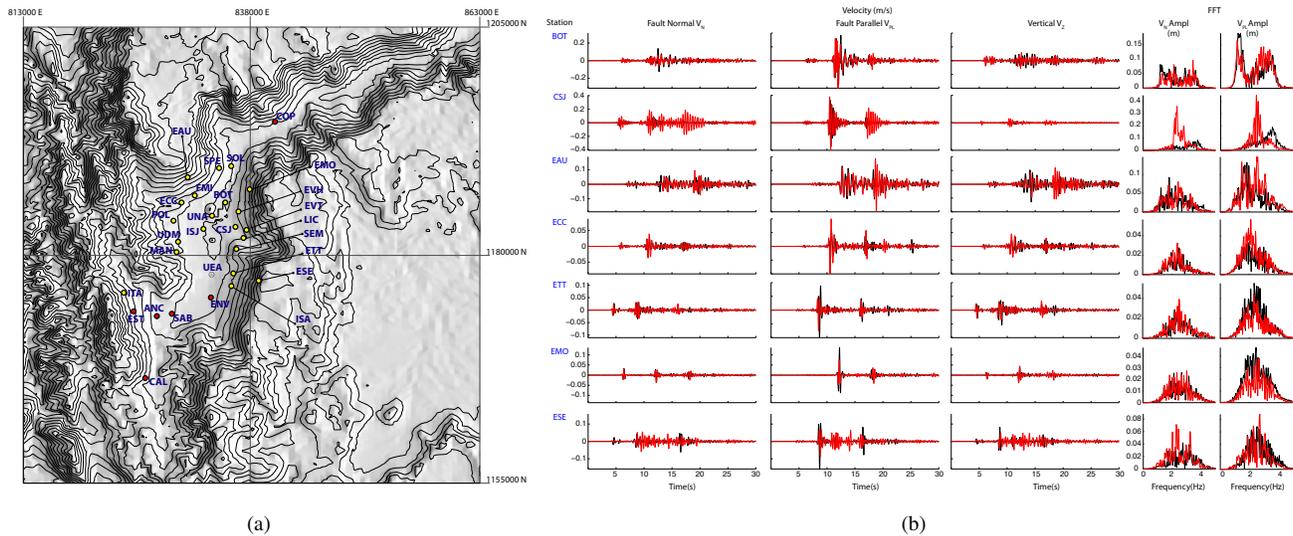


Figure 5: 5(a) Stations of the strong motion accelerograph network of the city of Medellín (RAM) consisting of 22 stations (yellow dots), and the strong motion accelerograph network of the Aburrá Valley (RAVA) consisting of 6 stations (red dots). Fig. 5(b) Synthetic velocity histories at seven stations of the strong ground motion network of the ABR due to earthquake scenario No 1. Red lines depict results from the CMP simulation. Black lines illustrate SQD results.

CONCLUDING REMARKS

We conducted a comprehensive set of deterministic 3D ground motion numerical simulations in the Aburrá Valley in Antioquia - Colombia. Our results confirmed the importance of surface topography on the synthetics of ground motion throughout the region. In particular, our findings showed that:

- The interaction of surficial topography with near-source scenarios and heterogeneous 3D velocity structures creates extremely complex patterns of scattering and reflection of seismic energy. As the wavefields propagate through the valley, the interaction with the undulating topography generates a significant number of high-frequency surface waves that continue reverberating long after the passage of the main wavefronts, and consequently, increase the duration of shaking. This was clearly confirmed in the snapshots of the third earthquake model. Here, the characteristics of the rupture directed most of the seismic energy NE which after crossing the right flank of the Aburrá Valley left a dramatic trail of high amplitude surface waves.
- The impact of topography in the lower parts of the metropolitan area of the Aburrá Valley characterizes by a tendency toward the amplification of the ground motion when compared with results that omit topography. The slopes of the valley act as barriers that bounce back part of the seismic energy into the valley generating zones of constructive/destructive interference. Moreover, it appears that substantial variations of the 3D velocity structure enhance this behavior. This was confirmed by the elevated Topographic Amplification Factors (TAF 500) that were found along the free surfaces of sections 30N-30N near strong lateral material interfaces.
- The San Nicolas valley region is largely affected by topographic effects. Located at the eastern side of the domain, the region exhibits TAFs between 50 and 100 percent. Some reduction areas were also found although to a lesser extent. For



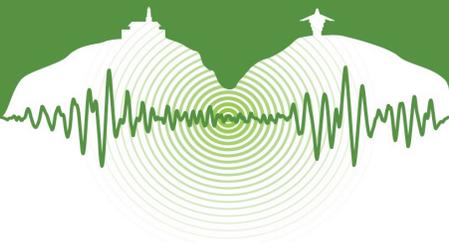
the San Nicolas valley, which is located on an elevated plateau, the overall amplification pattern exhibited is consistent with general conclusion of topographic effects.

ACKNOWLEDGMENTS

This work was supported by a National Science Foundation (NSF) grant to SCEE:SI2-SSI: A Sustainable Community Software Framework for Petascale Earthquake Modeling (ACI-1148493), through a Dean's fellowship from the College of Engineering of Carnegie Mellon University (CMU), a Fulbright fellowship from the Colombian Fulbright-Colciencias-DNP program, and additional funding from Universidad EAFIT and the CMU Department of Civil and Environmental Engineering. The computations were performed on Kraken at the U.S. National Institute for Computational Sciences, and on Blue Waters at NCSA. This research is also part of the Blue Waters Sustained-Petascale Computing project, which is supported by NSF (OCI-0725070) and the state of Illinois. Blue Waters is a joint effort of the University of Illinois at Urbana-Champaign and its National Center for Supercomputing Applications (NCSA). Computational support was possible through a PRAC allocation supported by NSF award: Petascale Research in Earthquake System Science on Blue Waters (PressOnBlueWaters) (NSF ACI-0832698); and the Extreme Science and Engineering Discovery Environment (XSEDE) program supported by NSF (OCI-1053575).

REFERENCES

- Aagaard, B., Brocher, T., Dolenc, D., Dreger, D., Graves, R., Harmsen, S., Hartzell, S., Larsen, S., and Zoback, M. (2008). Ground-motion modeling of the 1906 San Francisco earthquake, Part I: Validation using the 1989 Loma Prieta earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 98(2):989–1011.
- Acevedo, A. (2011). Construcción de un Modelo Interpretativo 3D hasta 30km de Profundidad de la Corteza Alrededor del Valle de Aburrá. Master's thesis, Universidad EAFIT.
- Adams, B. M. and Jaramillo, J. D. (2002). A two-dimensional study on the weak-motion seismic response of the Aburra Valley, Medellín, Colombia. *Bulletin Of The New Zealand Society For Earthquake Engineering*, 35(1):17–41.
- Aristizábal, E., Roser, B., and Yokota, S. (2005). Tropical chemical weathering of hillslope deposits and bedrock source in the Aburrá Valley, northern Colombian Andes. *Eng Geol*, 81(4):389 – 406.
- Bard, P.-Y. (1982). Diffracted waves and displacement field over two-dimensional elevated topographies. *Geophysical Journal of the Royal Astronomical Society*, 71(3):731–760.
- Borcherdt, R. (1970). Effects of local geology on ground motion near San Francisco Bay. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 60(1):29–61.
- Bouchon, M. and Barker, J. S. (1996). Seismic response of a hill: The example of Tarzana, California. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 86(1A):66–72.
- Çelebi, M. (1987). Topographical and geological amplifications determined from strong-motion and aftershock records of the 3 March 1985 Chile earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 77(4):1147–1167.
- Çelebi, M., Bazzurro, P., Chiaraluce, L., Clemente, P., Decanini, L., DeSortis, A., Ellsworth, W., Gorini, A., Kalkan, E., Marcucci, S., et al. (2010). Recorded motions of the 6 April 2009 M_w 6.3 L'Aquila, Italy, earthquake and implications for building structural damage: Overview. *Earthquake Spectra*, 26(3):651–684.
- Chávez-García, F., Sánchez, L., and Hatzfeld, D. (1996). Topographic site effects and HVSR. A comparison between observations and theory. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 86(5):1559–1573.
- Davis, L. and West, L. (1973). Observed effects of topography on ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 63(1):283–298.



- Field, E. and Jacob, K. (1995). A comparison and test of various site-response estimation techniques, including three that are not reference-site dependent. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 85(4):1127–1143.
- Geli, L., Bard, P.-Y., and Jullien, B. (1988). The effect of topography on earthquake ground motion: A review and new results. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 78(1):42–63.
- GSM (1999). Grupo de Sismología de Medellín. Instrumentación y Microzonificación Sísmica del área Urbana de Medellín. Technical report, Sistema Municipal para la Prevención y Atención de Desastres, Alcaldía de Medellín.
- GSM (2006). Grupo de Sismología de Medellín: Microzonificación Sísmica Detallada de los Municipios de Barbosa, Girardota, Copacabana, Sabaneta, La Estrella, Caldas y Envigado. Technical report, Área Metropolitana del Valle de Aburrá.
- Hartzell, S., Cranswick, E., Frankel, A., Carver, D., and Meremonte, M. (1997). Variability of site response in the Los Angeles urban area. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 87(6):1377–1400.
- Hough, S. E., Yong, A., Altidor, J. R., Anglade, D., Given, D., and Mildor, S.-L. (2011). Site characterization and site response in Port-au-Prince, Haiti. *Earthquake Spectra*, 27(S1):S137–S155.
- Kawase, H. and Aki, K. (1990). Topography effect at the critical SV-wave incidence: Possible explanation of damage pattern by the Whittier Narrows, California, earthquake of 1 October 1987. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 80(1):1–22.
- Lee, S., Komatitsch, D., Huang, B., and Tromp, J. (2009a). Effects of topography on seismic-wave propagation: An example from northern Taiwan. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 99(1):314–325.
- Lee, S.-J., Chan, Y.-C., Komatitsch, D., Huang, B.-S., and Tromp, J. (2009b). Effects of realistic surface topography on seismic ground motion in the Yangminshan region of Taiwan based upon the spectral-element method and LiDAR DTM. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 99(2A):681–693.
- Maya, M. and Gonzales, H. (1995). Unidades litodémicas en la Cordillera Central de Colombia. *Boletín Geológico*, 35:43–57.
- NSR-10 (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente. NSR-10. Ley 400 de 1997.*
- Paolucci, R. (2002). Amplification of earthquake ground motion by steep topographic irregularities. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 31(10):1831–1853.
- Ramírez, J. E. (1975). Historia de los terremotos en Colombia. *Documentación Geográfica*.
- Restrepo, D. and Bielak, J. (2014). Virtual Topography - A Fictitious Domain Approach for Analyzing Free-surface Irregularities in Large-Scale Earthquake Ground Motion Simulation. *International Journal for Numerical Methods in Engineering.*, In Press(11).
- Sánchez-Sesma, F. J. and Campillo, M. (1991). Diffraction of P, SV, and Rayleigh waves by topographic features: A boundary integral formulation. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 81(6):2234–2253.
- Saulev, V. K. (1963). On solution of some boundary value problems on high performance computers by fictitious domain method. *Siberian Math. J.*, 4(4):912–925 (in Russian).
- Serrano, R. (2014). DAMIAN-PAR: A Numerical Tool for the Simulation of Wave Propagation Problems Over Large Scale Seismic Scenarios Based Upon the Finite Element Method. Master's thesis, Universidad EAFIT.
- Shunn, L. and Ham, F. (2012). Symmetric quadrature rules for tetrahedra based on a cubic close-packed lattice arrangement. *Journal of Computational and Applied Mathematics*, 236(17):4348–4364.
- Tu, T., Yu, H., Ramirez-Guzman, L., Bielak, J., Ghattas, O., Ma, K.-L., and O'Hallaron, D. R. (2006). From mesh generation to scientific visualization: An end-to-end approach to parallel supercomputing. In *Proceedings of the 2006 ACM/IEEE conference on Supercomputing*, page 91. ACM.
- Tucker, B., King, J., Hatzfeld, D., and Nersesov, I. (1984). Observations of hard-rock site effects. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 74(1):121–136.



Curva híbrida de excedencia de pérdidas para Colombia: un enfoque retrospectivo y prospectivo

Hybrid loss exceedance curve for Colombia: A retrospective and prospective approach

César A. Velásquez^{1*}, Omar D. Cardona², Miguel G. Mora¹, Luis E. Yamin³, Liana Carreño¹, Alex H. Barbat¹.

¹*CIMNE, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España*

²*Profesor asociado, Universidad Nacional de Colombia, Manizales, Colombia*

³*Profesor asociado, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia*

RESUMEN

Países expuestos a la acción de las amenazas naturales requieren la valoración permanente del posible efecto que los eventos causados por estas puedan causar sobre las propiedades, actividades económicas y vidas de sus ciudadanos. Al disponer de información confiable acerca de los posibles efectos que los desastres pueden conllevar es posible desarrollar planes de contingencia, así como políticas para la prevención y reducción del riesgo de desastres. En este artículo, se propone una metodología para la valoración del riesgo, la cual por una parte hace uso de la información disponible de las consecuencias de desastres previos, basándose en la información disponible en bases de datos de desastres, permitiendo la estimación del impacto esperado por desastres menores; de manera complementaria, hace uso de evaluaciones probabilistas prospectivas, las cuales permiten estimar las consecuencias de futuros eventos catastróficos. Al combinar ambas metodologías, es posible conformar una curva híbrida de excedencia de pérdidas, la cual representa el riesgo de desastres de manera más completa.

Palabras clave: Riesgo, Retrospectivo, Prospectivo, HLEC.

ABSTRACT

Countries prone to seismic hazard need to assess the expected risk as a permanent activity in their financial plan; otherwise, they will experience a lack in the information required for the application of disaster risk reduction policies. In this article, a risk assessment methodology is proposed that uses, on the one hand, empiric estimations of loss, based on information available in local disaster data bases, allowing to estimate losses due to small events; on the other hand, it uses probabilistic evaluations to estimate loss for greater or even catastrophic events for which information is not available due the lack of historical data. A "hybrid" loss exceedance curve, which represents the disaster risk in a proper and complete way, is thus determined. This curve merges two components: the corresponding to small and moderate losses, calculated by using an inductive and retrospective analysis, and the corresponding to extreme losses, calculated by using a deductive and prospective analysis.

Keywords: Risk, Retrospective, Prospective, HLEC.

* cavelasquez@cimne.upc.edu



1 INTRODUCCIÓN

Cada año se aprecia, especialmente sobre los países en desarrollo un mayor impacto socioeconómico en los desastres ocurridos por fenómenos naturales. Esto puede explicarse en parte por el aumento en el número y costo de los elementos presentes en zonas propensas, al aumento de la población localizada en áreas inapropiadas en la periferia de los centros urbanos, y a la ausencia o a la omisión de las normas de seguridad y protección frente a los fenómenos naturales.

Los desastres causados por los fenómenos naturales impactan la población, las redes de transporte y la infraestructura productiva de los países, lo cual retrasa su crecimiento y compromete su desarrollo económico y social. Es por esto que el riesgo de desastre se debe evaluar de manera apropiada y se debe tener en cuenta en los planes de desarrollo, de modo que se lleven a cabo las acciones encaminadas a reducir la vulnerabilidad, bien sea aplicando mejores estándares y normas, o mediante la construcción de obras civiles de mitigación, o reforzando la capacidad de los elementos expuestos, o en algunos casos más extremos, mediante la reubicación de estos elementos fuera de las áreas de peligro.

En general los costos o pérdidas asociados a un desastre no se evalúan en forma completa. Si se evaluaran de manera apropiada todos los costos humanos, físicos y productivos directos y consecuenciales indirectos (como el lucro cesante) entre otros, se podría dimensionar el notable beneficio que tiene la implementación de medidas preventivas y proactivas de reducción del riesgo, y la gestión del riesgo no estaría solamente soportada en las medidas convencionales de preparación y atención de emergencias.

La evaluación apropiada del riesgo de desastre es un paso fundamental para justificar la inversión necesaria para su reducción, de manera que se pueda disminuir el impacto de los futuros desastres. Una de las técnicas más apropiadas para lograr estimar el riesgo y evaluar el impacto de las medidas de prevención y mitigación, es la curva de excedencia de pérdidas. Esta curva usualmente se calcula de forma analítica considerando los eventos futuros (peligrosidad) y su interacción con los elementos expuestos. Esta técnica es usualmente empleada para estimar el riesgo catastrófico, el cual corresponde a eventos extremos como los terremotos o los huracanes, donde cada evento correlaciona pérdidas ocurridas sobre un importante número de elementos expuestos, llegando en ocasiones a acumular pérdidas sobre diferentes ciudades. Sin embargo, este enfoque analítico no apropiado cuando se desea evaluar el riesgo por eventos menores y recurrentes, los cuales tienen un área de impacto más puntual, como por ejemplo los deslizamientos y las inundaciones. Por esta razón, se ha propuesto una nueva forma de calcular la curva de excedencia de pérdidas mediante una técnica “híbrida” que combina un enfoque empírico y retrospectivo, que permite estimar el riesgo por eventos menores, utilizando información almacenada en bases de datos de eventos históricos, y un enfoque analítico prospectivo, que permite estimar el riesgo por eventos mayores, que todavía no han ocurrido (ERN-AL, 2010).

Esta metodología se ha utilizado para estimar y estratificar el riesgo de varios países y se ha incluido como una técnica innovadora para estimar los beneficios de la prevención y mitigación del riesgo en los informes GAR (Global Assessment Report), de la Estrategia Internacional para la Reducción de Desastres (EIRD) de las Naciones Unidas, en el cual se presentan los avances más recientes en la reducción del riesgo de desastres a nivel mundial (UNISDR 2011; 2013; 2015).

2 EVALUACIÓN RETROSPECTIVA DEL RIESGO

Aunque existen varias bases de datos globales que recopilan los efectos causados por los desastres (Velásquez et. Al, 2014b), para el desarrollo de esta técnica se seleccionó la base de datos DesInventar (OSSO, 1998; UNISDR). Esta base de datos fue seleccionada ya que incluye eventos que han tenido efectos menores y puntuales (que representan lo que se ha denominado riesgo extensivo), así como también eventos con grandes consecuencias (a lo que se le ha denominado riesgo intensivo). Dicha base de datos registra los eventos a nivel local, por población, desagregando un desastre en múltiples registros, por lo que fue necesario realizar un proceso de filtrado y agrupación de aquellos desastres que han afectado varias poblaciones de manera simultánea.

El proceso de filtrado consistió en retirar los registros que presentaran inconsistencias o errores y que no han sido aprobados en la base de datos. Posteriormente se realizó una reclasificación de los registros por categoría, con base en los criterios de indicados en la Tabla 1.



Tabla 1: Reclasificación de los registros

Categoría	Eventos incluidos (como aparecen en la base de datos)	
Sismo	Sismo	Tsunami
Volcánico	Actividad Volcánica	
Deslizamiento	Alud	Deslizamiento
Hidrometeorológicos	Aluvión	Avenida torrencial
	Cambio línea de costa	Granizada
	Helada	Huracán
	Inundación	Lluvias
	Marejada	Neblina
	Nevada	Ola de calor
	Onda fría	Sequía
	Tempestad	Tormenta eléctrica
	Tornado	Vendaval

Posteriormente los eventos pertenecientes a una misma categoría se agruparon por región y por fecha, aplicando además un rango en el cual se consideró que un evento importante podría desencadenar otros menores. Una vez condensada la base de datos se aplicó una metodología de evaluación de pérdidas económicas (ERN-AL, 2011; CIMNE et al, 2013a; Velásquez et al., 2014a, 2014b). Posteriormente se procedió a realizar un análisis de recurrencia de pérdidas partiendo de la base de datos de eventos agrupados. La Tabla 2 y la Figura 1 presentan los resultados de dicho análisis.

Tabla 2: Resumen de eventos agrupados

Categoría	No. Eventos	Costo [mill. US\$]
Deslizamiento	2.401	711
Hidrometeorológicos	5.565	10.449
Otros Eventos	2.771	771
Sismo	112	2.802
Volcánico	19	251
Todos los eventos	10.868	14.983

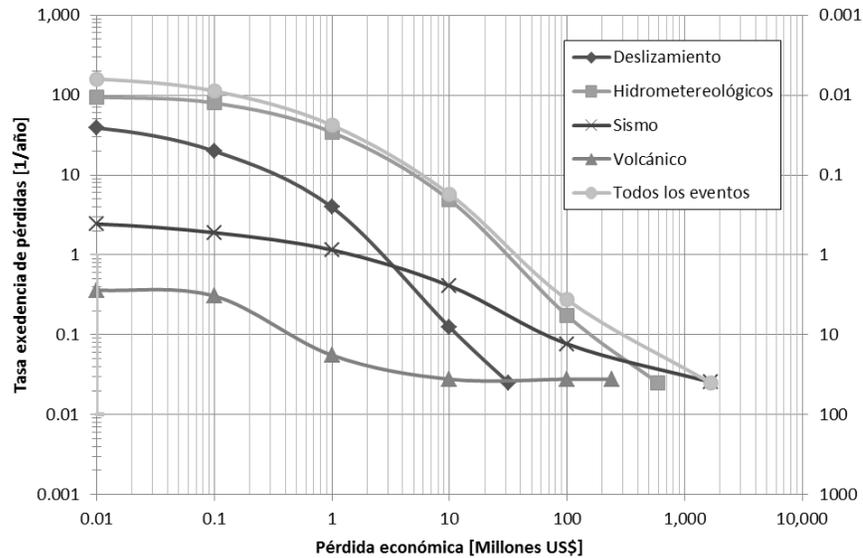
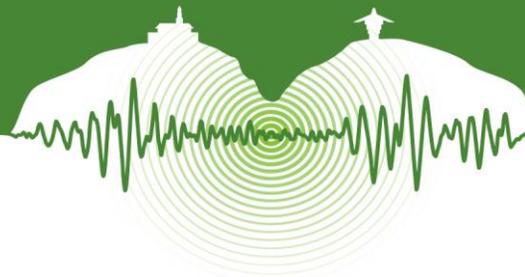


Figura 1: Curvas de recurrencia de pérdidas económicas por categoría de eventos.

También fue posible obtener la tendencia de pérdidas económicas por período de gobierno, que ilustra cómo se han estado incrementando tanto las pérdidas acumuladas en cada período, como el promedio anual. Estos valores han sido corregidos aplicando el índice de equivalencia de capacidad de compra (PPP) y se presentan en la Figura 2.

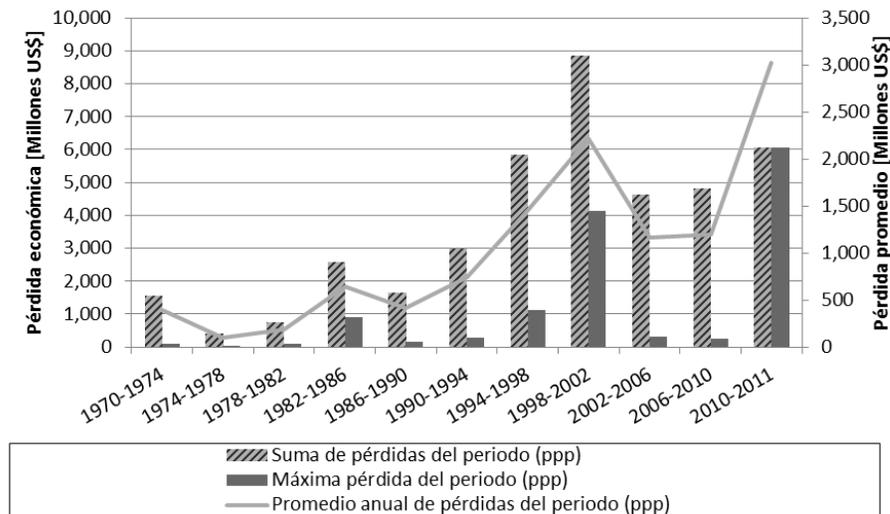
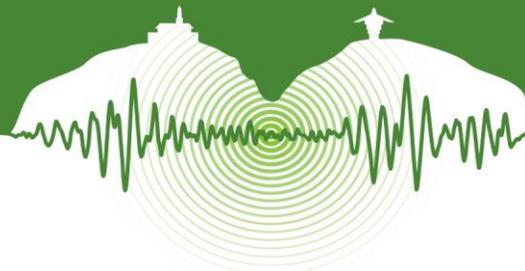


Figura 2: Pérdidas económicas (ppp) por período de gobierno.

3 EVALUACIÓN PROSPECTIVA DEL RIESGO

Considerando que eventos altamente destructivos se pueden presentar en el futuro, se debe realizar la estimación del riesgo utilizando modelos analíticos probabilistas, que consideren la alta incertidumbre involucrada en el análisis y permitan pronosticar el impacto causado por futuros escenarios catastróficos. En consecuencia, la evaluación del riesgo debe seguir también un enfoque prospectivo, anticipando eventos de ocurrencia y consecuencias científicamente factibles que puedan presentarse en el futuro, considerando las incertidumbres asociadas a la estimación de la intensidad y de la frecuencia. Dicho tipo de modelo se puede en-



contrar con mayor detalle en la plataforma CAPRA (ERN-AL, 2010), el cual es un sistema de evaluación del riesgo multi-amenaza desarrollado por ERN América Latina para el Banco Mundial, el BID, UN-ISDR y CEPREDENAC.

La peligrosidad asociada a un fenómeno natural se mide utilizando la frecuencia de ocurrencia y la severidad de los eventos. Usualmente se caracteriza mediante algún parámetro de intensidad del peligro en una ubicación geográfica específica. La evaluación de la peligrosidad está basada en la frecuencia histórica de eventos con sus diferentes grados de intensidad. Una vez se definen los parámetros que caracterizan la ocurrencia de los fenómenos desde el punto de vista técnico-científico, es necesario generar un conjunto de eventos estocásticos –mediante la simulación de una serie de eventos aleatorios– que analíticamente definen la frecuencia y severidad del fenómeno peligroso, representando así la peligrosidad o probabilidad de ocurrencia de eventos en la región estudiada.

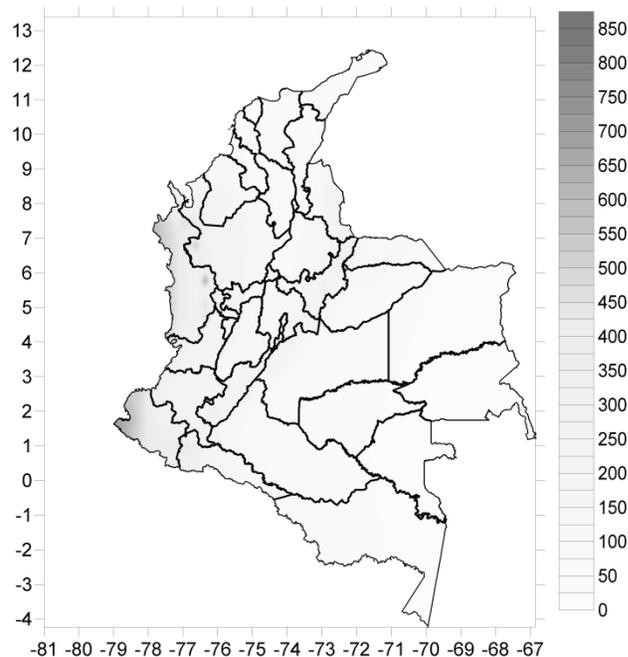


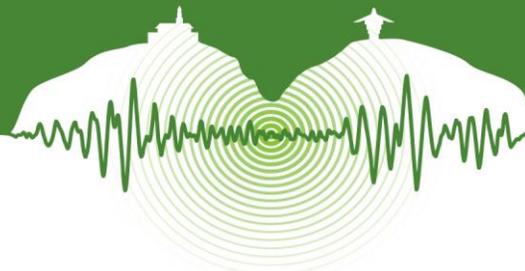
Figura 3: Mapa de peligrosidad uniforme (TR 500 años) por sismo [gals].

El modelo de estimación de las pérdidas económicas producidas por los desastres aquí propuesto, se basará principalmente en la idea de la responsabilidad fiscal del estado, hacia sus propios activos públicos y hacia las propiedades (i.e. viviendas) de los sectores más vulnerables y desfavorecidos de la sociedad; bien sea porque comparte cierta responsabilidad (al permitir edificaciones en lugares inapropiados, por la carencia de normativas o la displicencia en su aplicación), o bien sea por mandato constitucional o legislativo. Aunque el concepto y alcance de responsabilidad cambia de un país a otro (Marulanda, 2013), para efectos del presente artículo, este es definido como la solidaridad del estado con los sectores vulnerables, es decir, los sectores sociales que carecen de los recursos suficientes para superar los daños producidos por los desastres.

La caracterización de la exposición a nivel global se realiza utilizando modelos aproximados con base en la distribución de la población en píxeles de 30'', según lo disponible en las bases de datos de población mundial como LandScan o SEDAC (CIMNE et al., 2013b; UNISDR, 2013, 2015). Esta distribución de la población se utiliza para generar una base de exposición de edificios en las principales ciudades de las zonas a estudiar. Adicionalmente, la información disponible de censos y estadísticas se utiliza para realizar una categorización de la infraestructura en términos de tipos constructivos, para lo cual se utiliza en forma complementaria información socio-económica.

Aunque se pueden definir diferentes tipos de portafolios o conjuntos de elementos expuestos, para el análisis aquí presentado se seleccionó el correspondiente al sector fiscal, el cual se define como:

- Viviendas de la población vulnerable.
- Edificaciones públicas usadas para la atención médica y los servicios de salud.



- Edificaciones públicas usadas para la educación y otros servicios culturales.
- Edificaciones públicas usadas para la labor administrativa del gobierno y sus diferentes ramas.

La caracterización de la vulnerabilidad física se realiza mediante la generación de funciones que relacionan el nivel de daño de cada componente con la intensidad del fenómeno que caracteriza la peligrosidad. La función de vulnerabilidad debe estimarse para cada uno de los tipos constructivos característicos de manera que puedan asignarse a cada uno de los elementos que constituyen la base de datos de exposición. Mediante las funciones de vulnerabilidad es posible estimar el daño o los efectos producidos en cada uno de los activos ante la acción de cada evento caracterizado por alguno de los parámetros de intensidad del fenómeno que se está considerando. Cada función de vulnerabilidad está definida por un valor medio de daño y su varianza, con lo cual es posible estimar su función de probabilidad respectiva. La varianza da cuenta de la incertidumbre asociada en este proceso del cálculo de riesgo catastrófico.

Para el caso analizado, se evaluó la peligrosidad sísmica, mediante la generación de un extenso catálogo de eventos probables, que tienen una malla de distribución de intensidades, una desviación y una frecuencia de ocurrencia. Adicionalmente, se estimaron para las edificaciones del sector fiscal, su valor expuesto y el tipo de edificación. Con esta información fue posible, posteriormente asignarles funciones de vulnerabilidad y estimar el daño esperado.

Tabla 3: Resultados de la evaluación probabilista de riesgo para el gobierno

Valor Expuesto	US\$ mill.	\$173,226
Pérdida anual esperada	US\$ mill.	\$316
	%	1.80
PML		
Período retorno	Pérdida	
años	US\$ mill.	%
100	\$2,976	1.7%
250	\$4,417	2.5%
500	\$5,655	3.3%
1000	\$7,126	4.1%
1500	\$7,625	4.4%

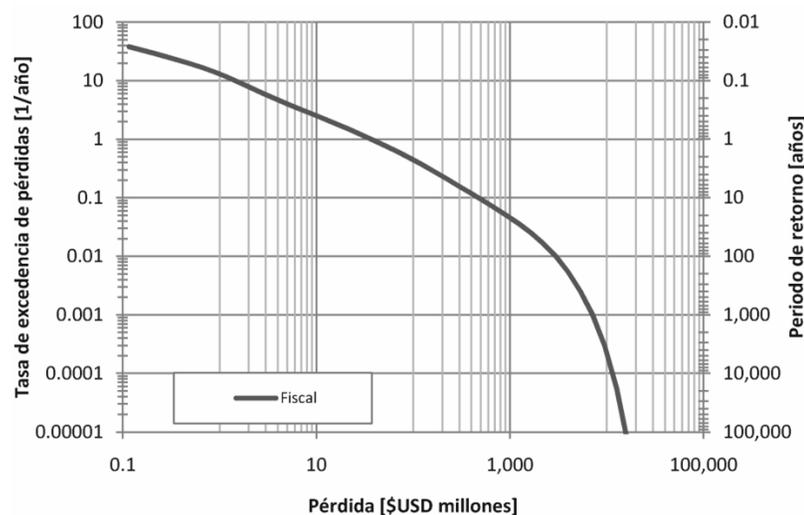


Figura 5: Curvas de excedencia de pérdidas para el portafolio fiscal.



4 INTEGRACIÓN DE LAS EVALUACIONES DE RIESGO: LA CURVA HÍBRIDA

La curva de excedencia de pérdidas utilizando el método retrospectivo ilustra el comportamiento histórico de las pérdidas que se ha presentado hasta la fecha. La mayoría de estos desastres son menores, afectando en mayor medida a la población rural, más vulnerable y de bajos ingresos. Estos resultados se integran con los análisis de riesgo catastrófico con el fin de estimar las futuras consecuencias que el estado deberá afrontar, para cubrir sus edificaciones y las de los sectores más vulnerables de la sociedad (desde la óptica de la responsabilidad fiscal hacia los menos favorecidos).

Las curvas de excedencia de pérdidas utilizando el modelo probabilista proyectan las pérdidas que se pueden tener en el futuro. Se trata de las pérdidas que pueden ocurrir (de acuerdo con la exposición estimada mediante un modelo aproximado o “proxy”) que serían de responsabilidad fiscal del Estado (en sus edificaciones, en infraestructura y para la reconstrucción de activos para las comunidades más vulnerables). Esta curva, obtenidas con la modelación predictiva en términos probabilistas no es confiable para el rango de pérdidas causadas por eventos menores y se consideran, en general, más robustas (por el tipo de supuestos realizados analíticamente) para el segmento de eventos mayores (por ejemplo, a partir de pérdidas de 100 millones de dólares).

La Figura 6 presenta las curvas de excedencia de pérdidas económicas para los dos tipos de análisis mencionados (eventos históricos y modelo probabilista). Así mismo, la figura presenta en una sola curva de excedencia de pérdidas para el gobierno nacional, bajo el supuesto de que todos los eventos históricos han afectado principalmente a los estratos socio-económicos de menores ingresos y que la responsabilidad del Estado frente a los desastres mayores en el futuro corresponde a los activos del sector público y a los sectores más vulnerables de la sociedad.

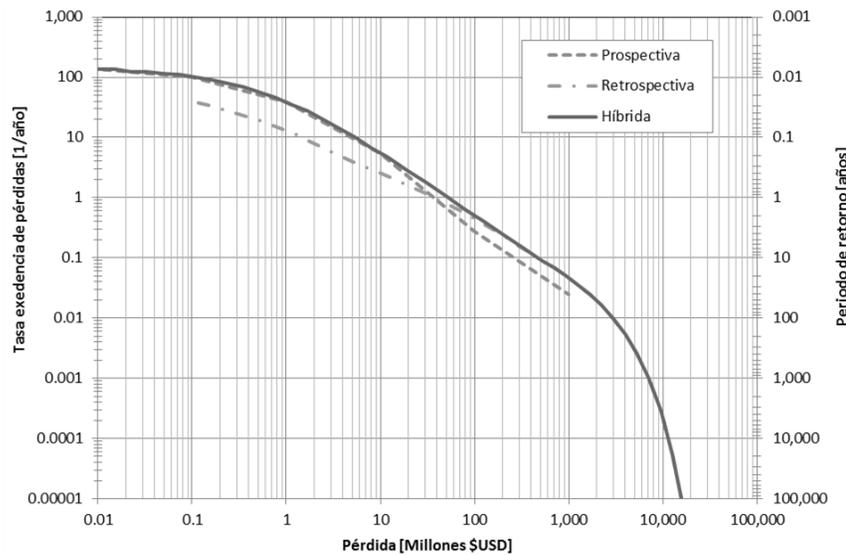
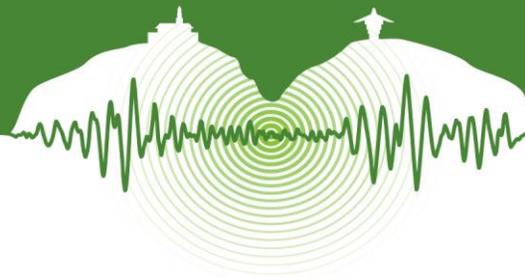


Figura 6: Curva híbrida de excedencia de pérdidas.

De esta forma el primer segmento de la curva híbrida de excedencia para cada gobierno corresponde a las pérdidas menores y moderadas obtenidas del análisis empírico/inductivo, o en retrospectiva, y el segundo segmento corresponde al análisis deductivo y predictivo, o en prospectiva, del potencial de pérdidas mayores y extremas. En otras palabras, la técnica propuesta para el análisis del riesgo de otros países, regiones o ciudades se fundamenta en empalmar el primer segmento de la curva para todas las amenazas naturales, con el segundo segmento de la curva obtenido sólo para las amenazas que tienen el potencial de generar eventos catastróficos.

Tabla 4: Comparación de la pérdida anual esperada (millones de \$USD).

Análisis retrospectivo	Análisis prospectivo - fiscal	Curva Híbrida
360	316	490

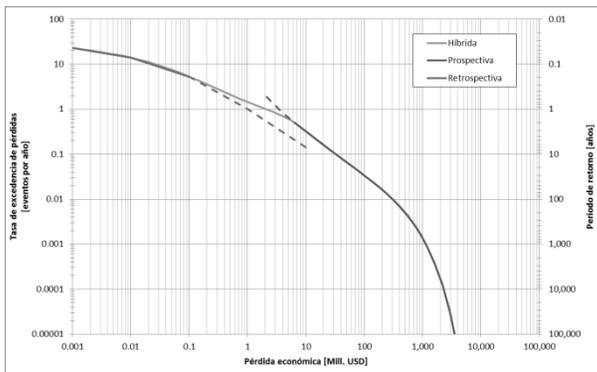


5 OTROS RESULTADOS DISPONIBLES

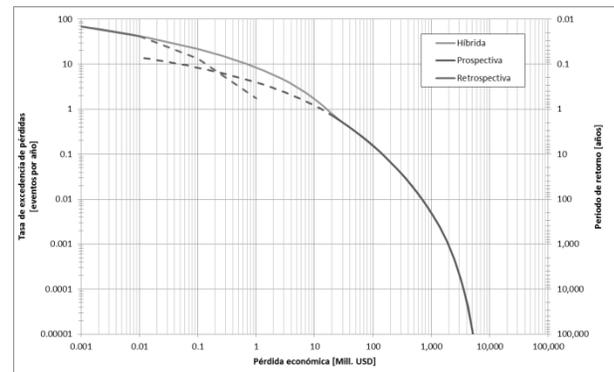
En esta sección se presentan resultados obtenidos para diferentes países, según la información disponible en cada caso. Los casos de estudio aquí mostrados han sido desarrollados e incluidos en diferentes informes elaborados para organizaciones multilaterales entre los que se cuentan los reportes de la Evaluación Global para la Reducción del Riesgo de Desastres - GAR (UNISDR, 2011; 2013).

Tabla 4: Comparación de pérdidas anuales esperadas (millones de \$USD).

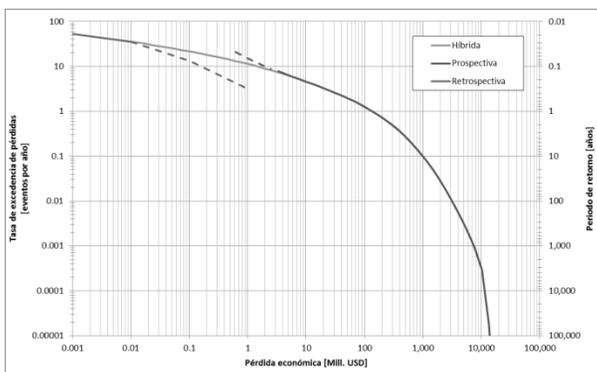
	Fuente	Análisis retrospectivo	Análisis prospectivo Solo responsabilidad fiscal	Análisis de curva híbrida
Bolivia	GAR13	6	64.6	23.7
Costa Rica	GAR13	14.5	85.7	111.6
Ecuador	GAR13	29.1	693.7	683.8
El Salvador	GAR13	131.6	43.9	44.2
Guatemala	GAR13	63.4	181.7	281.1
Honduras	GAR13	45.6	82	86.4
México	GAR11	2,540	810	2,424
Nepal	GAR11	52	207	235
Perú	GAR13	315.2	1,110.9	1,077.2
Venezuela	GAR13	104.4	213	250.5



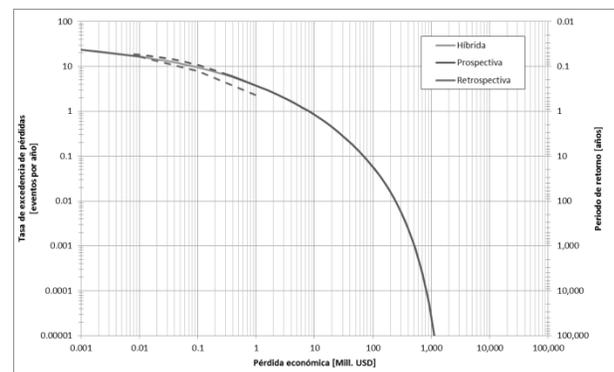
Curva Híbrida de Bolivia



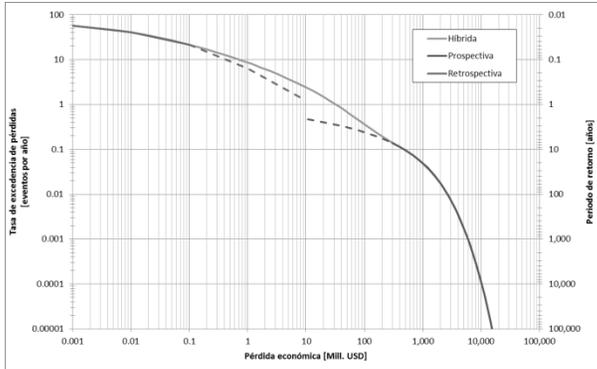
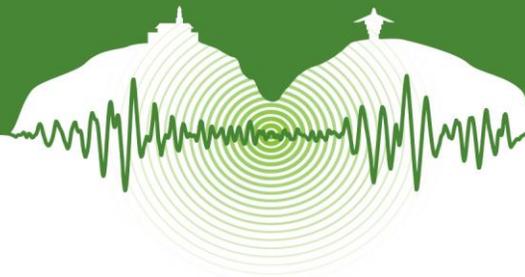
Curva Híbrida de Costa Rica



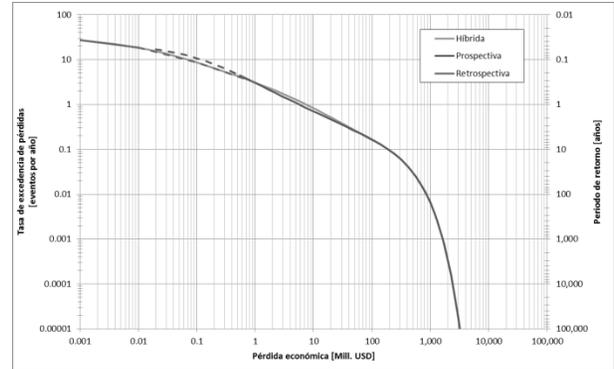
Curva Híbrida de Ecuador



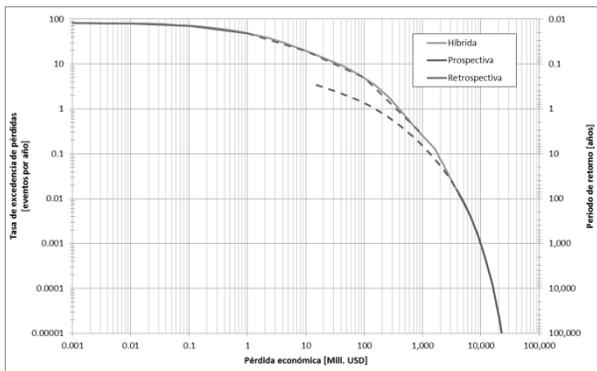
Curva Híbrida de El Salvador



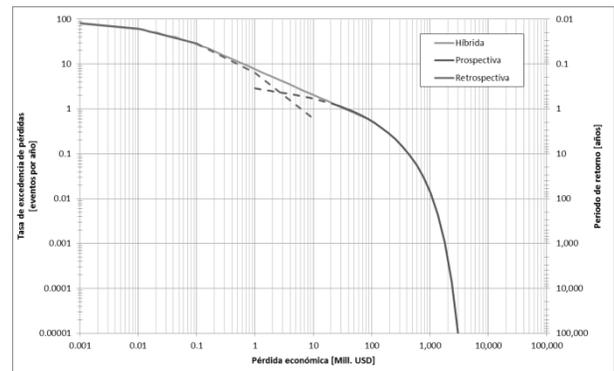
Curva Híbrida de Guatemala



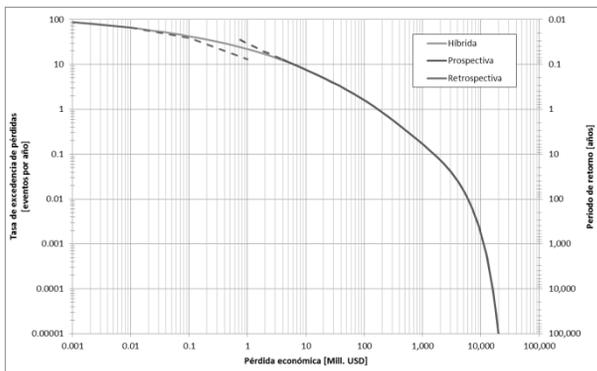
Curva Híbrida de Honduras



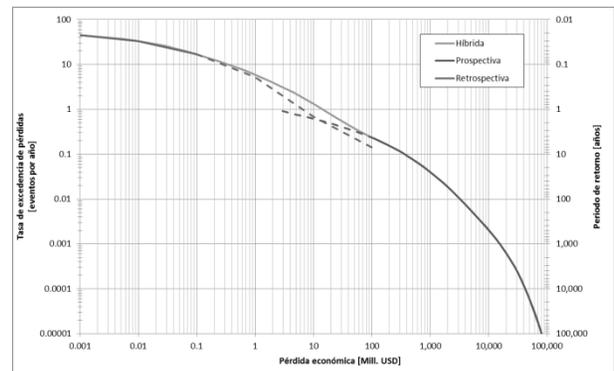
Curva Híbrida de México



Curva Híbrida de Nepal



Curva Híbrida de Perú



Curva Híbrida de Venezuela

Figura 7: Otras curvas híbridas disponibles.

CONCLUSIONES

Esta metodología demuestra que es indispensable medir el riesgo de manera retrospectiva, con un enfoque inductivo o empírico, y al mismo tiempo de manera prospectiva, con un enfoque deductivo y probabilista. Mediante la construcción de la curva híbrida de excedencia de pérdidas, utilizando el DesInventar, para dar cuenta del riesgo extensivo, y utilizando un “proxy” de exposición, para dar cuenta del riesgo intensivo empleando una técnica analítica, es posible obtener el riesgo general al cual se encuentra expuesta una región y estimar las pérdidas esperadas para diferentes períodos de tiempo.

Para llevar a cabo una gestión efectiva del riesgo es necesario realizar evaluaciones de riesgo cuidadosas, con un enfoque que permita demostrar y medir el impacto del riesgo extensivo, debido a los múltiples eventos menores que en forma agregada impli-

El presente artículo hace parte de las memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica organizado por la Universidad de los Andes y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, Mayo de 2015.



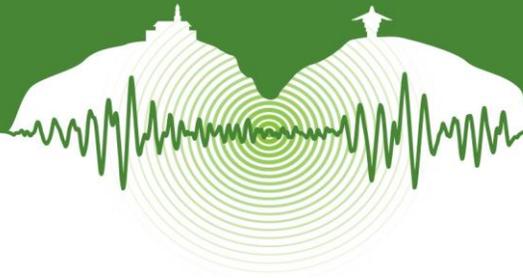
can costos considerables y notables efectos sociales y ambientales, que deben ser mitigados con estrategias de intervención. También es necesario medir el impacto, a veces insospechado, del riesgo intensivo, asociado a la potencial ocurrencia de eventos extremos, cuyas consecuencias pueden afectar la sostenibilidad fiscal y soberana de un país y que por lo tanto son pasivos contingentes que deben ser objeto de estrategias óptimas de protección financiera. Estudios similares se pueden realizar en aquellos países que cuenten con la base de datos DesInventar o una similar, desarrollando un “proxy” de exposición nacional y empleando el sistema CAPRA. Los países que no cuenten con DesInventar deben empezar por conformar este tipo de base de datos, ya que como aprecia se pueden obtener con este tipo de bases de datos buenos indicadores del riesgo al que se encuentran expuestos, y que son insumos importantes para una evaluación integral del riesgo de desastre.

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan su agradecimiento a Florida International University (FIU), particularmente al programa “Paul C. Bell, Jr.” para la gestión del riesgo, por el apoyo financiero a esta investigación. Igualmente al Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE) y a la Universidad Politécnica de Cataluña (UPC) por el respaldo y apoyo a los trabajos aquí divulgados.

REFERENCIAS

- OSSO. 1998. *¿Qué es DesInventar?* Recuperado Febrero 2, 2011, de <http://www.desinventar.org/>
- CIMNE, EAI, INGENIAR and ITEC. 2013a. Probabilistic Modelling of Natural Risks at the Global Level: The Hybrid Loss Exceedance Curve. *Background Paper prepared for the 2013 Global Assessment Report on Disaster Risk Reduction*. Geneva, Switzerland
- CIMNE, EAI, INGENIAR e ITEC SAS. 2013b. Probabilistic Modelling Of Natural Risks At The Global Level: Global Risk Model. *Background Paper prepared for the 2013 Global Assessment Report on Disaster Risk Reduction*. Geneva, Switzerland
- ERN-AL. 2010. *Comprehensive Approach for Probabilistic Risk Assessment, CAPRA*. The World Bank, IDB, UNISDR, CEPREDENAC. Disponible en: www.ecapra.org
- ERN-AL. 2011. *Modelación Probabilista de Riesgos Naturales a Nivel Global: La Curva Híbrida de Excedencia de Pérdidas. Desarrollo Metodológico e Implementación de Casos de Estudio Fase 1A: Colombia, México y Nepal*. Informe preparado para el GAR 2011. Ginebra, Suiza: EIRD/ONU.
- Marulanda, M. C. 2013. Modelación probabilista de pérdidas económicas por sismo para la estimación de la vulnerabilidad fiscal del Estado y la gestión financiera del riesgo soberano. *Tesis Doctoral, Barcelona, España: Universidad Politécnica de Cataluña, UPC*.
- UNISDR. 2011. *GAR2011: Global Assessment Report on Disaster Risk Reduction: Revealing risk, redefining development*. Geneva, Switzerland: United Nations International Strategy for Disaster Reduction. ISBN 978-92-1-132030-5
- UNISDR. 2013. *GAR2013: Global Assessment Report on Disaster Risk Reduction – From shared risk to shared value: The business case for disaster risk reduction*. Geneva, Switzerland: United Nations International Strategy for Disaster Reduction. ISBN 978-92-1-132038-1
- UNISDR. 2015. *GAR2015: Global Assessment Report on Disaster Risk Reduction – Making Development Sustainable: The Future of Disaster Risk Management*. Geneva, Switzerland: United Nations International Strategy for Disaster Reduction. ISBN 978-92-1-132042-8
- UNISDR. *Desinventar.net - DesInventar Disaster Information Management System, Version 9.5.12-2011*. Geneva, Switzerland: UNISDR. Disponible en: <http://www.desinventar.net/index.html>.
- Velásquez C. A., Cardona O. D., Mora M. G., Yamin L. E., Carreño M. L., and Barbat A. H. 2014a. Hybrid loss exceedance curve (HLEC) for disaster risk assessment. *Natural Hazards*, Vol 72, N° 2, pp. 455-479. DOI 10.1007/s11069-013-1017-z. Print ISSN 0921-030X. Online ISSN 1573-0840.
- Velásquez, C. A., Cardona, O. D., Carreño, M. L., and Barbat, A. H. 2014b. Retrospective assessment of risk from natural hazards. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, Vol 10, Part B (December), pp. 477-489. ISSN 2212-4209, <http://dx.doi.org/10.1016/j.ijdr.2014.05.005>.



Evaluación probabilista de la amenaza sísmica a nivel mundial Probabilistic seismic hazard assessment at global level

Mario G. Ordaz^{*1}, Omar Darío Cardona², Mario A. Salgado Gálvez³, Gabriel

A. Bernal Granados³, Shri Krishna Singh⁴, Daniela Zuloaga Romero⁵

¹Instituto de Ingeniería, UNAM, México; ²Instituto de Estudios Ambientales, Universidad Nacional de Colombia, Sede Manizales; ³CIMNE, Universitat Politècnica de Catalunya; ⁴Instituto de Geofísica, UNAM, México; ⁵Illinois Institute of Technology, Chicago, EUA.

RESUMEN

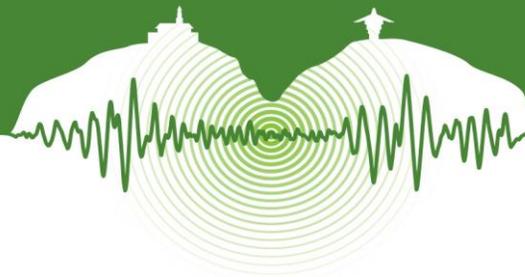
En el marco del Global Assessment Report on Disaster Risk Reduction 2013, preparado por la Oficina de las Naciones Unidas para la Reducción del Riesgo de Desastres (UNISDR), se llevó a cabo, por primera vez, un estudio probabilista de peligro sísmico a nivel global, usando los mismos métodos para todo el Globo. A partir de sus resultados fue posible obtener un conjunto estocástico de escenarios para diferentes intensidades sísmicas (aceleraciones espectrales, 5% del amortiguamiento crítico), que a su vez fueron usados en un estudio de riesgo sísmico completamente probabilista. Primero, el Globo se dividió en un conjunto de áreas sismogénicas, a cada una de las cuales se asignó una magnitud máxima y un régimen tectónico predominante. Se supuso que la sismicidad de cada región quedaba correctamente definida utilizando una relación magnitud-frecuencia del tipo Gutenberg-Richter, cuyos valores a y b fueron obtenidos usando un procedimiento de sismicidad suavizada basada en el catálogo sísmico NEIC-USGS. Este catálogo fue previamente sometido a un proceso de remoción de réplicas y verificación de completitud para varios valores de magnitud umbral. A partir del régimen tectónico predominante asignado a cada región, se le asignó una relación de atenuación. Los cálculos probabilistas de peligro sísmico se llevaron a cabo con el programa CRISIS2014, el cual generó curvas convencionales de peligro sísmico para diferentes intensidades, y mapas de aceleraciones asociadas a varios periodos de retorno; adicionalmente, CRISIS generó un conjunto de escenarios estocásticos compatibles con la plataforma CAPRA. Estos escenarios fueron usados para llevar a cabo un análisis probabilista grueso de riesgo sísmico para todo el mundo.

Palabras clave: peligro y riesgo sísmicos, nivel global.

ABSTRACT

In the framework of the UNISDR's Global Assessment Report on Disaster Risk Reduction 2013, for the first time, a fully probabilistic seismic hazard assessment was conducted at global level, using the same methodology for the whole Globe, from which a set of stochastic scenarios for different intensities (spectral accelerations, 5% damping) was obtained and then used in a fully probabilistic risk analysis. First, the Globe was divided into a set of seismogenic areas to which a maximum magnitude and a predominant tectonic environment type were assigned. A Gutenberg-Richter magnitude-frequency distribution was assumed for each region, with a and b-values computed using a smoothed-seismicity procedure based on the NEIC-USGS seismic catalog. This catalog was first subjected to a declustering process and completeness verification for several threshold magnitudes. Based on the tectonic environment assigned to each source, a ground motion prediction model was assigned accordingly. Probabilistic hazard computations were performed with program CRISIS2014, which generated conventional hazard curves for different intensities and maps for various return periods, as well as a set of stochastic scenarios compatible with the CAPRA platform. These scenarios, in turn, were used to perform coarse-grain probabilistic risk computations.

Keywords: Seismic hazard and risk, global level.



1 INTRODUCCIÓN

El proyecto de la Oficina de las Naciones Unidas para la Reducción del Riesgo de Desastres (UNISDR) llamado el *Global Assessment Report 2015* (GAR15) consiste en realizar una estimación a nivel global del riesgo frente a diferentes amenazas naturales; para esto se llevaron a cabo evaluaciones de estas amenazas, dentro de las cuales se incluye la amenaza sísmica, a nivel mundial de una manera probabilista. Este artículo presenta la metodología y resultados de la evaluación probabilista de la amenaza sísmica utilizada en esta nueva versión del GAR. Dado que la escala de un proyecto como el GAR15 es global, se utilizó un enfoque de resolución gruesa el cual consiste en: (1) definir provincias tectónicas generalizadas para todo el mundo; (2) asignar relaciones de atenuación individuales a cada una de estas provincias y una magnitud máxima probable de acuerdo al ambiente tectónico; y (3) aplicar la metodología de sismicidad suavizada para así obtener los diferentes parámetros de sismicidad a nivel mundial. Para esta nueva versión del GAR se han realizado actualizaciones y cambios en algunos de los insumos de entrada utilizados en la evaluación de la amenaza de la versión previa del GAR (GAR13), conservando la misma metodología de cálculo y la forma de representar la amenaza.

2 CATÁLOGO SÍSMICO

Un análisis probabilista requiere un catálogo de eventos a partir del cual se determinan los parámetros de sismicidad de cada una de las regiones sismogénicas. En este caso se utilizó el catálogo NEIC-USGS (2014) en conjunto con el catálogo del ISC-GEM (Storchak et al., 2013), a diferencia del GAR13 en donde sólo se usó el catálogo del USGS. Además de incluir el catálogo del ISC-GEM, la fecha de corte se extendió hasta del 31 de diciembre de 2013, lo que equivale a información adicional de 21 meses más.

El catálogo NEIC-USGS usado en el GAR13 se tomó como el catálogo base al cual se le adicionó el del ISC-GEM de la siguiente manera. Dado que se reconoce que los parámetros asociados al del ISC-GEM tienen mayor confiabilidad, los eventos contenidos en este fueron comparados con los del USGS (observando similitudes en las fechas y horas) y fueron reemplazados o actualizados considerando el hecho que la magnitud umbral del ISC-GEM es de 5.5 (comparada con 4.5 para USGS) y la fecha de corte es del 31 de diciembre de 2009. En consecuencia, si un evento aparece en ambos catálogos, los parámetros de localización (epicentro y profundidad) y la magnitud es actualizada con los datos del ISC-GEM, y si un evento no aparece en el del USGS, este se adiciona. En total 13.352 eventos fueron actualizados o añadidos. Por otro lado, para poder utilizar el modelo de Poisson se removieron eventos premonitorios y réplicas del catálogo, y se realizó una evaluación de la completitud del mismo siguiendo la metodología de Tinti y Mulargia (1985). Este proceso consiste en graficar el número acumulado de eventos contra el tiempo, e identificar el año a partir del cual la tasa de registro de eventos se mantiene constante. Se determinó que para la magnitud umbral seleccionada el año de corte es 1973, como se puede ver en la Fig. 1.

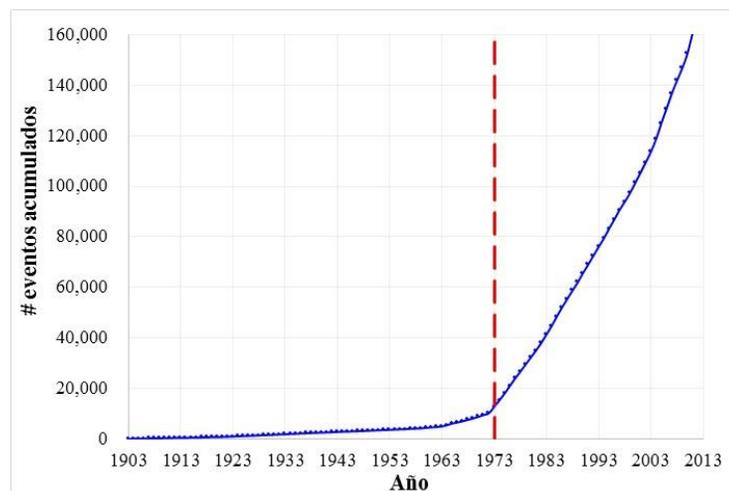


Figura 1: Completitud del catálogo sísmico.

En total el catálogo contiene 162.516 eventos; en comparación con el catálogo del GAR13, este contiene 10.966 eventos más. Cada uno de los eventos tiene la siguiente información: fecha (día, mes, año), hora, longitud, latitud, profundidad, magnitud (M_w). Las Fig. 2, 3 y 4 muestran la distribución geográfica del catálogo según la magnitud y profundidad de los eventos.

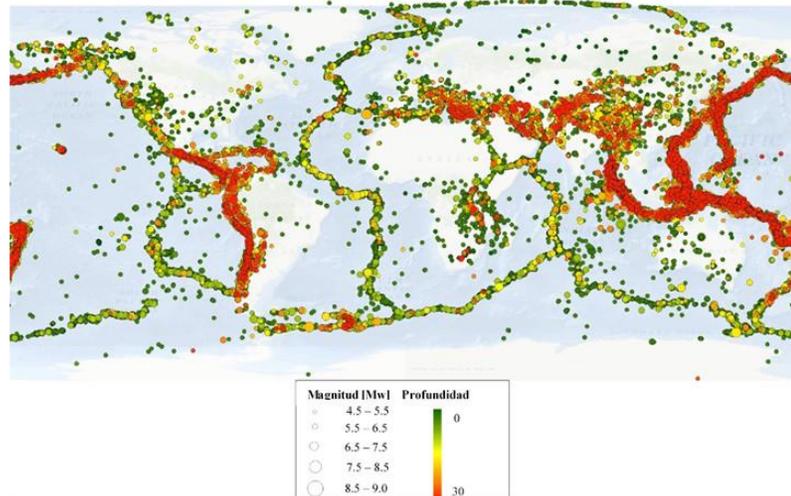


Figura 2: Epicentros de los eventos (0-30km).

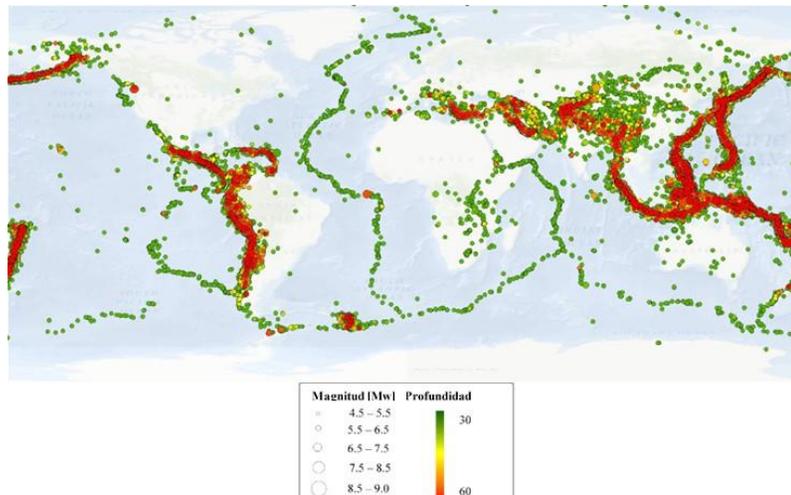


Figura 3: Epicentros de los eventos (30-60km).

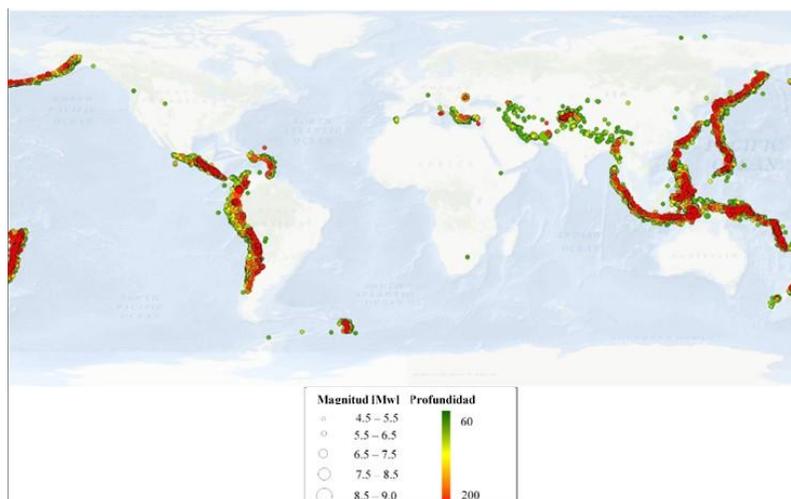
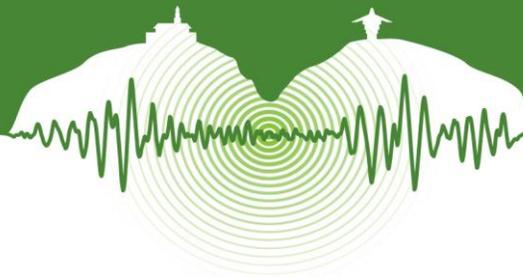


Figura 4: Epicentros de los eventos (60-200km).



3 REGIONES TECTÓNICAS

El siguiente paso en la evaluación de la amenaza es definir una serie de regiones tectónicas para todo el mundo. Esto se hace para poder asignar valores de magnitud máxima probable, M_u , y relaciones de atenuación según los diferentes ambientes sismotectónicos que se encuentran a través de toda la superficie terrestre. Esta división se realizó tomando en cuenta los límites de las placas tectónicas y el conocimiento existente acerca de la sismicidad, mecanismos focales y la existencia de fallas geológicas. En esta zonificación del planeta para el GAR15 no se hizo ningún cambio, como tampoco se cambió ningún valor de las magnitudes máximas para estas regiones con respecto al GAR13. Las provincias se definieron utilizando como base las 50 provincias propuestas por Flinn y Engdahl (1965); se debe aclarar que la zonificación final considera tanto la sismicidad causada por los bordes de placas, como la sismicidad causada al interior de las placas. A cada provincia se le asignó un valor de M_u y un rango de profundidades; asimismo, para asignar una relación de atenuación estas se clasificaron en las siguientes categorías (1) subducción interplaca, (2) subducción intraplaca, (3) cortical activa (no borde de placa), (4) continental estable, (5) cortical activa (borde de placa) y (6) *off shore*. El número total de regiones es 132, pero dado que en algunas regiones hay más de un polígono superpuesto (diferentes polígonos para diferentes rangos de profundidades), se tiene un total de 401 provincias. Para mayor detalles acerca de esta definición ver CIMNE et al., (2012). La Fig. 5 muestra el tipo de las provincias utilizadas y las Figs. 6 y 7 muestran los valores de M_u asignados.

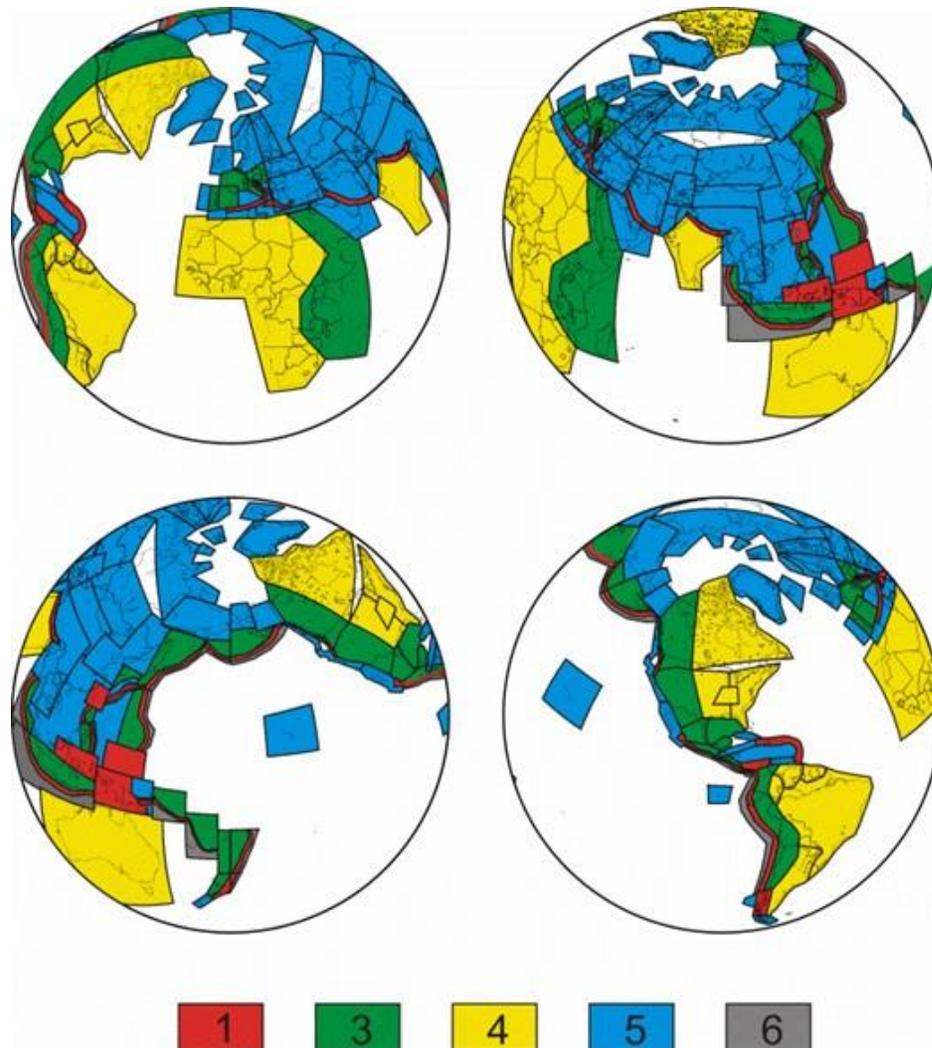


Figura 5: Provincias tectónicas utilizadas en el análisis.

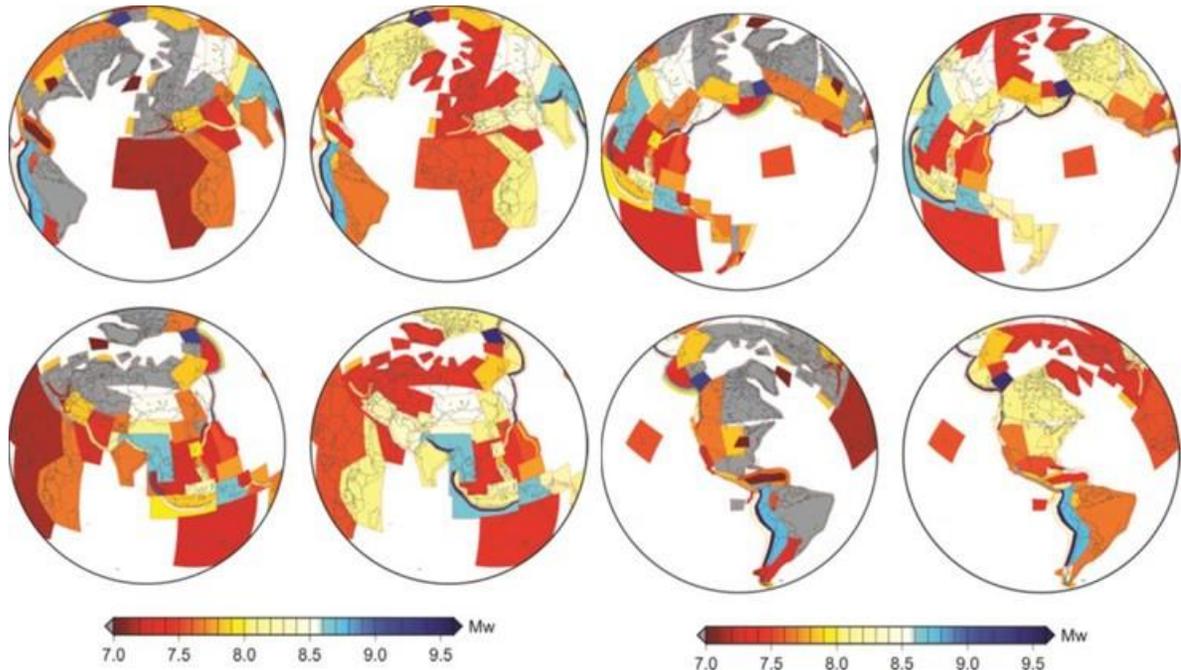
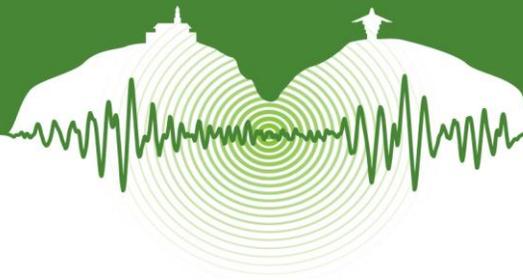


Figura 6: Mu observado (lado izquierdo de cada set) y asignado (lado derecho de cada set) para las provincias superficiales.

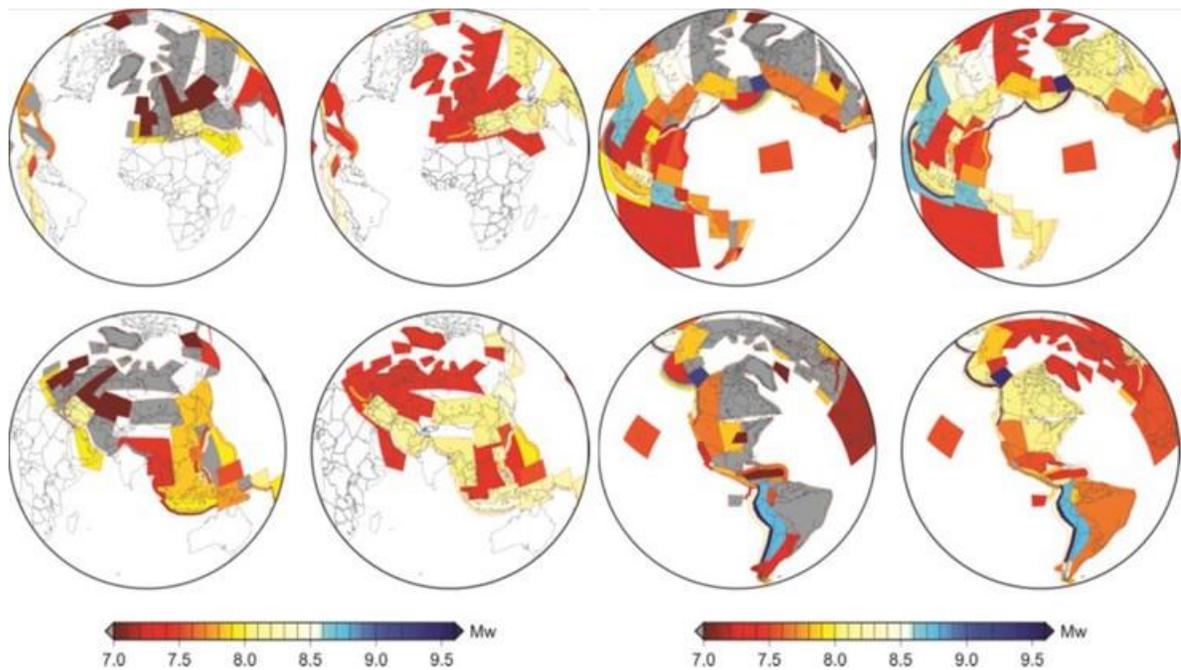
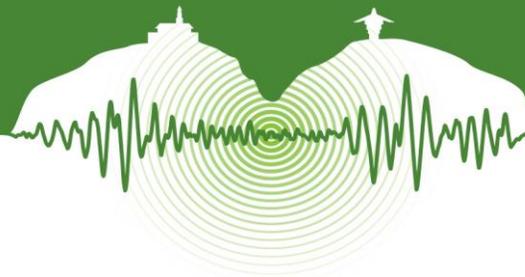


Figura 7: Mu observado (lado izquierdo de cada set) y asignado (lado derecho de cada set) para las provincias profundas.



4 MODELO DE SISMICIDAD

Para el análisis probabilista se utilizó el modelo de sismicidad de Poisson y la relación de Gutenberg y Richter (1944), más específicamente la relación de recurrencia acotada de Gutenberg-Richter (McGuire y Arabasz, 1990) expresada de la siguiente manera:

$$\lambda(M) = \lambda_0 \frac{e^{-\beta M} - e^{-\beta M_U}}{e^{-\beta M_0} - e^{-\beta M_U}} \quad (1)$$

Esta relación representa la actividad de la fuente en términos de la tasa de excedencia de magnitudes, donde M_0 es la magnitud umbral (4,5 en este caso), M_U es la magnitud máxima esperada de la fuente, λ_0 representa la tasa de actividad de la fuente sísmica y se calcula como el número de eventos de magnitud igual o mayor al valor de la magnitud umbral por año, y β representa la tasa relativa de ocurrencia de eventos de magnitud grande y pequeña, y se calcula como la pendiente de la parte inicial de la curva de recurrencia de magnitudes. Para el cálculo de estos parámetros de sismicidad se seleccionó la metodología de sismicidad suavizada; en esta metodología el mundo se divide en una malla y cada nodo representa una fuente; por lo tanto cada nodo queda caracterizado a través de tres parámetros, λ_0 , β y M_U . Dado que los sismos ocurren a diferentes profundidades, se han definido tres mallas localizadas a 15km, 45km y 75km, representando los rangos de profundidades de 0-30km, 30-60km y más de 60km respectivamente. Vale la pena notar que en los catálogos sísmicos se suele asignar una profundidad de 33km a los eventos cuya profundidad focal es difícil de calcular. Esto puede distorsionar un poco la distribución de sismos en profundidad; sin embargo, dado que la sismicidad es agrupada en rangos de profundidades, se puede considerar que este error se compensa ya que el evento no se asigna directamente a esta profundidad de 33km.

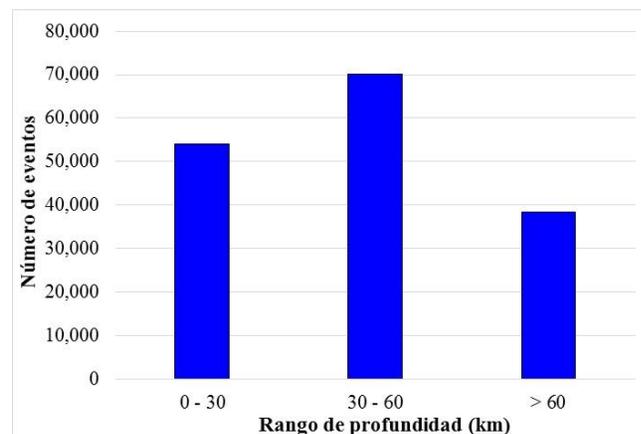


Figura 8: Número de eventos en el catálogo asociados con los tres rangos de profundidades.

Todas las mallas fueron creadas con un espaciamiento de 0.3° en ambas direcciones lo que resulta en 720.000 nodos. Se siguió el procedimiento de suavizado sugerido por Woo (1996), el cual consiste en calcular los parámetros de sismicidad usando un factor de ponderación, w , que es función de la distancia focal de un evento al nodo de la malla. Los criterios de esta ponderación y el radio de suavizado son los mismos que los usados en el GAR13: $R_{min} = 0.3^\circ$ y $R_{max} = 1.2^\circ$. El cálculo del factor de ponderación es el siguiente:

$$\begin{aligned} w &= C/R_{min} & \text{si } R < R_{min} \\ w &= C/R & \text{si } R_{min} < R < R_{max} \\ w &= 0 & \text{si } R > R_{max} \end{aligned}$$

donde R es la distancia entre el foco del evento y el nodo en la malla que se está caracterizando y C es una constante arbitraria. Adicionalmente, para evitar errores en la caracterización debido a poca cantidad de eventos disponibles (que se refleja en el valor de β), el parámetro β se trunca a valores entre 1.8 y 3. La Fig. 9 muestra las mallas de λ_0 y el valor esperado de β (ya que β no se conoce con certeza se determina el valor esperado y el coeficiente de variación) para el rango de profundidad de 0-30km a modo de ejemplo.

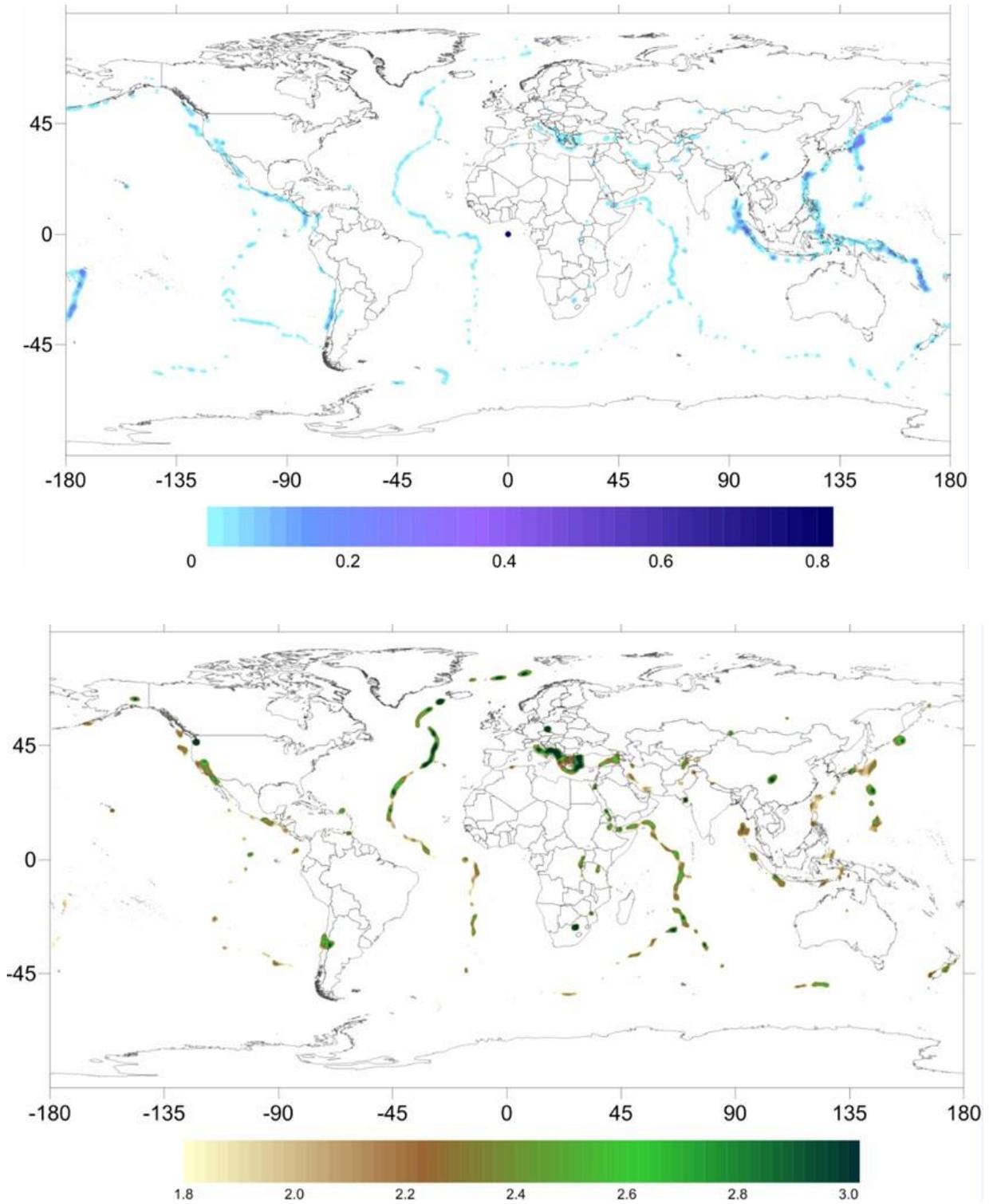
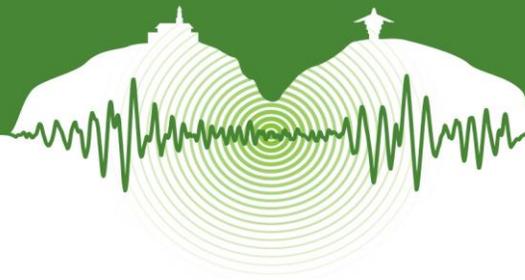
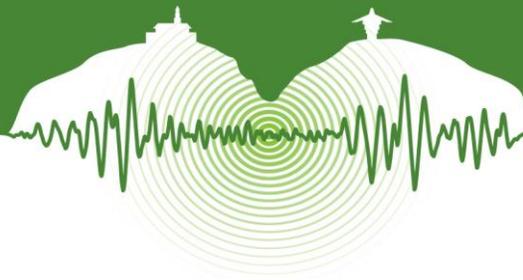


Figura 9: λ_0 (arriba) y valor esperado de β (abajo) para 0-30km.



5 RELACIONES DE ATENUACIÓN

Las relaciones de atenuación son ecuaciones que describen cómo varía la intensidad con la distancia y la magnitud del evento. Para el GAR15 se efectuaron varias modificaciones con respecto a las relaciones utilizadas en el GAR13: se asignó una relación única a cada tipo de ambiente tectónico según Stewart et al. (2013). Las relaciones usadas son las siguientes:

- Zhao et al. (2006) Interface – para subducción interplaca
- Zhao et al. (2006) Intraslab – para subducción intraplaca
- Atkinson y Boore (2006) – para continental estable
- Cauzzi y Faccioli (2008) – para cortical activa (no borde de placa) y *off shore*
- Chiou y Youngs (2008) – para cortical activa (borde de placa)

Las ecuaciones para subducción interplaca, subducción intraplaca y cortical activa han sido cambiadas con respecto a las usadas en el GAR13. Todas estas relaciones incluyen un amplio rango de ordenadas espectrales lo que permite el cálculo del riesgo probabilista de forma adecuada. Adicionalmente, en la definición de parámetros para todas las relaciones se definió explícitamente un valor de V_{s30} igual a 1.100 m/s para así garantizar consistencia para todo el mundo.

6 EVALUACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA

La evaluación de la amenaza se llevó a cabo para cada uno de los nodos que conforman la malla que cubre todo el globo, calculando las tasas de excedencia de aceleración para cada ordenada espectral considerada en el análisis, siguiendo la metodología descrita en CIMNE et al (2012). Para esto se utilizó el programa CRISIS 2014 (Ordaz et al., 2014) el cual es compatible con la plataforma CAPRA. Utilizando las mallas de sismicidad que contienen los parámetros λ_0 , β y M_U se generan escenarios en cada nodo para diferentes magnitudes y frecuencias de ocurrencia. En total se obtuvo un total de 1.022.129 escenarios, cada uno con las intensidades esperadas y desviación estándar para las 23 ordenadas espectrales, y una frecuencia anual de ocurrencia. El conjunto resultante de escenarios estocásticos se almacena en un archivo con extensión *.AME el cual es utilizado posteriormente para el cálculo de riesgo probabilista. Para calcular las tasas de excedencia de intensidad se consideran los efectos de totalidad de los nodos de las mallas de los parámetros a las tres profundidades y la distancia correspondiente al nodo de interés en la malla de cálculo, usando la siguiente ecuación:

$$\nu(a) = \sum_{n=1}^N \int_{M_0}^{M_U} -\frac{\partial \lambda}{\partial M} \Pr(A > a | M, R_i) dM \quad (2)$$

donde la suma cubre la totalidad de los N nodos localizados dentro de la distancia de integración (300km), $\Pr(A > a | M, R)$ es la probabilidad de que la intensidad exceda cierto valor dada determinada magnitud M y distancia R entre la fuente y el punto de análisis y $\lambda(M)$ es la función de tasa de excedencia de magnitudes. La integración se hace entre M_0 y M_U , considerando así todas las posibles magnitudes en cada nodo. Asumiendo que la intensidad sigue una distribución lognormal, la probabilidad $\Pr(A > a | M, R)$ se calcula de la siguiente manera:

$$\Pr(A > a | M, R_i) = \Phi \left(\frac{1}{\sigma \ln a} \ln \frac{MED(A | M, R_i)}{a} \right) \quad (3)$$

donde $\Phi(\cdot)$ es la función de distribución normal estándar, $MED(A | M, R)$ es la mediana de la intensidad dada por la relación de atenuación para cierta magnitud y distancia, y σ es la desviación estándar del logaritmo natural de la intensidad. Al realizar esta integración se obtienen mapas de amenaza uniforme, que suele ser la forma tradicional de representar la amenaza. Se obtuvieron mapas de aceleración espectral para ordenadas espectrales de 0s, 0.2s, 0.5s, 1s, 2s, y para periodos de retorno de 225, 475, 1000 y 2500 años. Es importante resaltar que los resultados están a nivel de roca ($V_{s30}=1.100\text{m/s}$), ya que no se han considerado efectos locales de suelo ni de topografía, lo que en algunas ciudades del mundo es muy importante. La Fig. 10 muestra dos mapas de amenaza: (1) para PGA y 475 años y (2) para 0.2s y 2500 años. La Fig. 11 muestra las curvas de amenaza para PGA y espectros de amenaza uniforme para 475 años para varias ciudades del mundo.

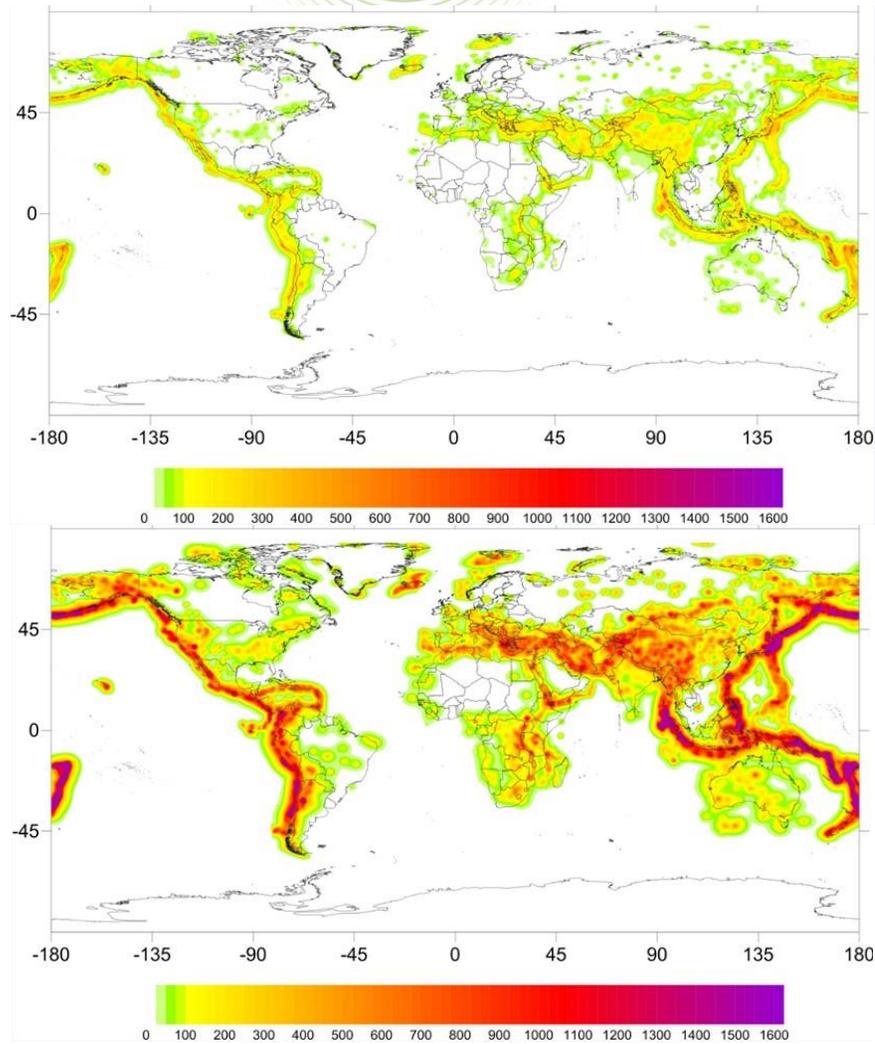


Figura 10: Aceleración el gal para PGA y 475 años de periodo de retorno (arriba) y 0.2s y 2500 años de periodo de retorno (abajo)

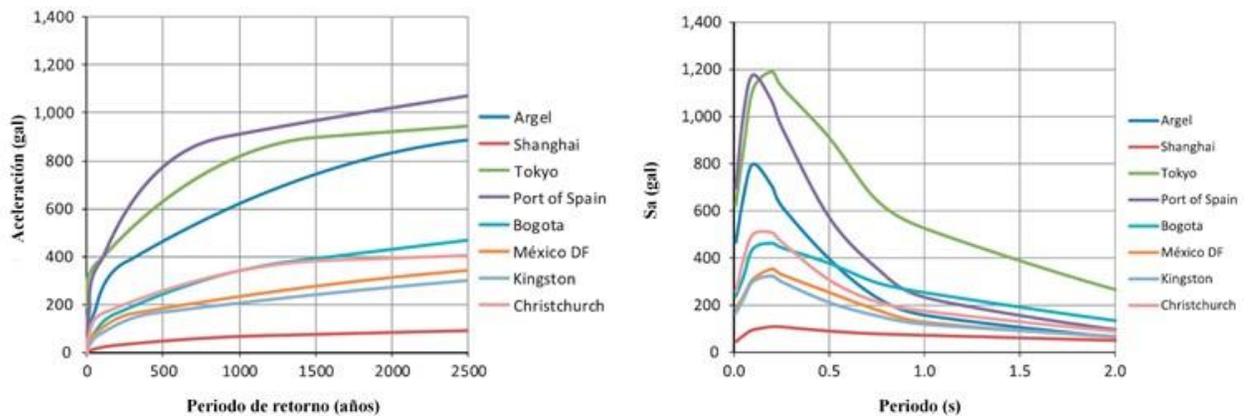
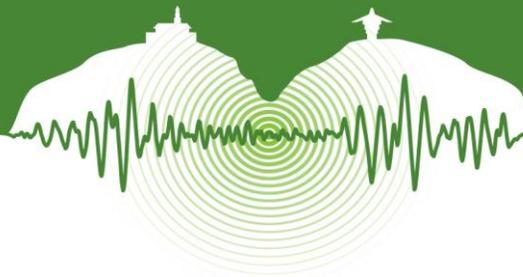


Figura 11: Curva de amenaza (izquierda) y espectro de amenaza uniforme para varias ciudades (derecha).



7 CONCLUSIONES

Se llevó a cabo un análisis probabilista de amenaza sísmica a nivel global utilizando una única metodología. Dada la gran escala del análisis se consideró que no era práctico ni adecuado definir un set extenso de fallas o fuentes sismogénicas de área, y en su lugar se eligió tomar un enfoque de sismicidad suavizada. Ya que se usaron relaciones de atenuación espectrales, los resultados de amenaza se obtuvieron en términos de tasas de excedencia para diferentes ordenadas espectrales, a partir de las cuales se derivan los espectros de amenaza uniforme. Además de esto, se generó un set de sismos estocásticos (compuesto por más de 1 millón de escenarios) que contienen intensidades asociadas a 23 ordenadas espectrales y que cubren todo el globo. Estos escenarios fueron utilizados posteriormente en la evaluación probabilista de riesgo sísmico a nivel mundial que hace parte del proyecto GAR15, en cual se obtuvieron resultados de riesgo a nivel de país a través de las métricas de pérdida anual esperada (PAE), curva de excedencia de pérdidas y pérdidas máximas probables para diferentes periodos de retorno (PMP's).

REFERENCIAS

- Atkinson, G. and Boore, D. 2006. Earthquake Ground-Motion Prediction Equations for Eastern North America. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 96.
- Cauzzi, C. and Faccioli, E. 2008. Broadband (0.05 to 20s) prediction of displacement response spectra based on worldwide digital records. *Journal of Seismology*, Vol 12, N° 4.
- Chiou, B. and Youngs, R. 2008. An NGA model for the average horizontal component of peak ground motion and response spectra. *Earthquake Spectra*, Vol 24, N°1, pp. 173-215.
- CIMNE, ITEC S.A.S., INGENIAR LTDA. and EAI S.A. 2012. *Probabilistic modelling of natural risks at the global level: Global Risk Model*. Background paper for the GAR13.
- Flinn, E.A. and Engdahl, E.R. 1965. A proposed basis for geographical and seismic regionalization. *Reviews of Geophysics*, Vol 3, pp. 123-149.
- Gutenberg, R. and Richter, C.F. 1944. Frequency of earthquakes in California. *Bulletin of the Seismological Society of America* Vol 34, pp. 185-188.
- McGuire, R.K. and Arabasz, W.J. 1990. An introduction to probabilistic seismic hazard analysis. In S.H. Ward (Ed.), *Geotechnical and Environmental Geophysics*, Vol 3, pp. 333-353.
- NEIC-USGS. 2014. Earthquake catalogue search. United States Geological Survey.
- Ordaz, M., Martinelli, F., Aguilar, A., Arboleda, J., Meletti, C., and D'Amico, V. 2014. CRISIS 2014 V1.2. Program for computing seismic hazard. Instituto de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Storchak, D.A., Di Giacomo, I., Bondár, E. R., Engdahl, J., Harris, W.H.K., Lee, A., and Villaseñor y Bormann, P. 2013. *Public Release of the ISC-GEM Global Instrumental Earthquake Catalogue (1900- 2009)*. Seismological Research Letters.
- Tinti, S. and Mulargia, F. 1985. An improved method for the analysis of the completeness of a seismic catalogue. *Lettere Al Nuovo Cimento Series 2*.
- Woo, G. 1996. Kernel Estimation Methods for Seismic Hazard Area Source Modeling. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol 68, N° 2, pp. 353-362.
- Zhao, J. X., Zhang, J., Asano, A., Ohno, Y., Oouchi, T., Takahashi, T., Ogawa, H., Irikura, K., Thio, H.K., Somerville, P.G., and Fukushima, Y. 2006. Attenuation relations of strong ground motion in Japan using site classification based on predominant period. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol 96, N° 3, pp. 898-913.



Avances en la determinación de una ecuación de atenuación para sismos de subducción profunda en Colombia

Advances in the estimation of a ground motion prediction equation for deep subduction earthquakes in Colombia

Carlos Lozano¹, Carlos Arteta², María Bermúdez³ y Aníbal Ojeda³

¹Red Nacional de Acelerógrafos de Colombia, Dirección de Geoamenazas, Servicio Geológico Colombiano, Bogotá, Colombia

²Profesor, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Norte, Barranquilla, Colombia.

³KMA Construcciones S.A., Bogotá, Colombia

RESUMEN

Los sismos de subducción profunda que se generan por el contacto entre la placa Nazca y la placa Suramericana, influyen de manera dominante en la amenaza sísmica en los departamentos de Caldas, Cauca, Nariño, Quindío, Risaralda y Valle del Cauca, hecho que se ratificó en el último estudio de amenaza sísmica del país en el año 2010. Recientemente, en los años 2012 y 2013 ocurrieron dos sismos grandes y profundos con epicentro en los municipios de La Vega (Cauca, $M_w = 7.1$, $H = 172$ km) y Guaitarilla (Nariño, $M_w = 7.0$, $H = 163$ km), los cuales vislumbraron el potencial de daño en regiones vulnerables cercanas a los epicentros. Por esto, se presenta un avance en la determinación de una ecuación de atenuación, con una base de datos completa conformada por 251 acelerogramas correspondientes a 19 sismos de subducción profundos en Colombia ubicados entre $0^\circ - 6^\circ$ latitud Norte y $79^\circ - 75^\circ$ longitud Oeste, con magnitud $M_w \geq 4.9$, profundidad mayor que 70 km, distancia hipocentral menor que 500 km, registrados en estaciones de la Red Nacional de Acelerógrafos Colombia ubicadas sobre roca y suelo, que están asociados a la subducción de la placa de Nazca en el Occidente Colombiano. Se realizó la evaluación de la relación magnitud, distancia, tipo de suelo y aceleración, así como la variación espectral y de aceleraciones de los registros. Con el análisis de la frecuencia mínima se pudo establecer que se puede utilizar una cantidad aproximada de 220 registros de aceleración hasta un periodo máximo de 3 s. El análisis de residuales de los datos de este estudio, respecto a un modelo de atenuación global (*BCHydro*), indica que se requiere de un modelo regional completo para el proceso de subducción profunda en el occidente colombiano, pues los factores de escalamiento de magnitud y profundidad son diferentes.

Palabras clave: Ecuación de atenuación, sismos de subducción profunda, amenaza sísmica.

ABSTRACT

As a contribution to the update of the seismic hazard of Colombia, a preliminary evaluation of the relationship between, magnitude, distance, soil type and spectral acceleration at different periods was assessed with the objective of developing prediction models for ground motions from deep subduction earthquakes in the Pacific and Western Region of the Country. Recently, in 2012 and 2013, two large earthquake with $M_w = 7.2$ and 7.0 occurred in La Vega, Cauca (172 km deep) and Guaitarilla (162 km deep), respectively, which made evident the vast potential of damage for vulnerable population near the epicenters. Because of the latter, this article presents advances in the determination of a ground motion prediction equation that uses records from 19 deep subduction events with $M_w > 4.9$, depth larger than 70 km, hypocentral distance shorter than 500 km, located in Colombia between $0^\circ - 6^\circ$ latitude North and $79^\circ - 75^\circ$ longitude West. This ground motions, associated to the subduction of the Nazca plate in the Colombian Western region, were recorded in rock and soil sites by the National Strong Motion Network of Colombia. The residual analysis with respect to a global ground motion prediction model known as *BC Hydro GMPE*, suggest the need for a regional ground motion prediction model that accounts for differences in magnitude and hypocentral depth scaling, in order to completely explain the empirical data of the deep subduction earthquakes in the Western region of Colombia.

Keywords: Ground motion prediction equation, deep subduction earthquakes, seismic hazard.



1 INTRODUCCIÓN

Este artículo presenta los avances en la determinación de una relación de atenuación para sismos de subducción profunda en Colombia. Los eventos considerados son del tipo intraplaca, porque ocurren en el interior de la placa oceánica y generalmente presentan mecanismos de falla de tipo normal que corresponden a la tensión hacia abajo que se produce en la placa subducente (Youngs, 1997). Algunos ejemplos corresponden a los sismos de Calima (Valle) 1995 M_w 6.3, Génova (Quindío) 1997 M_w 6.7, La Vega (Cauca) 2012 M_w 7.1 y Guaitrilla (Nariño) 2013 M_w 7.0.

En Colombia se han realizado diversos estudios con el propósito de calcular ecuaciones de atenuación, basados en la información de movimientos fuertes de la Red Nacional de Acelerógrafos de Colombia (RNAC) y Redes Locales de Acelerógrafos. Martínez & Chica (1996) propusieron ecuaciones para las componentes de registro este-oeste y norte-sur usando como parámetros la distancia epicentral e hipocentral y la magnitud local del evento. Estas expresiones solo describen la atenuación para sismos en la Región Andina, ya que la mayoría de los datos procesados corresponden a este lugar geográfico. Ojeda & Martínez (1997) desarrollaron dos modelos empíricos para la atenuación de aceleración horizontal utilizando datos de la RNAC y la Red Sismológica Nacional de Colombia (RSNC), considerando dos regiones: el sistema de fallas de la zona continental ó zona activa y la zona de subducción. Con este estudio se demostró que en Colombia existen, por lo menos, dos regiones con comportamiento sismológico diferente, lo cual debe ser considerado por cualquier estudio de atenuación sísmica.

Gallego (2000) estimó las aceleraciones máximas del suelo con base en modelos sismológicos de espectro radiado y el análisis se realizó para dos tipos representativos de la tectónica del territorio nacional. Debido a la complejidad de las ecuaciones, no se reporta una ecuación y en vez de ella se proporciona una tabla de aceleraciones espectrales. Empleando Redes Neuronales Artificiales, Echeverri (2006), calculó modelos para la predicción de la duración de la fase intensa del movimiento sísmico, la componente horizontal de la aceleración máxima y los espectros de respuesta, la sismicidad se agrupó en sismos superficiales y sismos profundos. Como resultado se encontró una congruencia entre los valores de aceleración máxima calculados y los obtenidos de los registros. Bermúdez et al. (2011) realizaron una comparación estadística entre los espectros de respuesta de sismos registrados por las estaciones de la RNAC y la predicción de espectros para algunas ecuaciones de atenuación empíricas mundiales con el fin de estimar la respuesta horizontal y la aceleración pico del terreno. Las ecuaciones seleccionadas corresponden a Campbell modificada (1997), Youngs (1997) y García (2005) para ambientes tectónicos de tipo cortical, subducción interfase y zona de Benioff, respectivamente. Villalobos-Escobar y Castro (2013) realizaron pruebas con ecuaciones de atenuación para diferentes regiones del mundo con el objetivo de verificar su adecuada predicción de los datos de movimiento fuerte registrados por la Red Acelerográfica de Medellín y el Valle de Aburrá. Determinaron relaciones empíricas para la aceleración y velocidad pico horizontal del terreno basados en el planteamiento realizado por Kamiyama y Yanagisawa (1986).

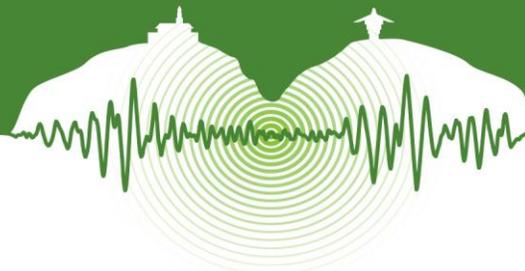
En este artículo se seleccionaron registros acelerográficos de la sismicidad disponible en la base de datos de la Red Nacional de Acelerógrafos de Colombia (RNAC). Se analizaron acelerogramas correspondientes a eventos sísmicos con magnitud de momento $M_w \geq 4.9$ y profundidad mayor que 70 km, registrados en estaciones ubicadas sobre roca y suelo con distancia hipocentral menor que 500 km, asociados al proceso de subducción de la placa Nazca en el Océano Pacífico Colombiano. Se realizó la selección de señales que no presentaran distorsión, con alta relación señal/ruido y continuidad de la señal en las componentes horizontales. Valores de aceleración espectral lineal RotD50 (Boore, 2010) fueron estimados para cada pareja de registros horizontales, a diferentes frecuencias y para una relación de amortiguamiento del 5% con respecto al crítico. Estas fueron comparadas con la ecuación de atenuación para subducción conocida como *BC Hydro GMPE*¹ (Gregor, et. al 2012 y Abrahamson, et. al 2015) y estimaciones de los residuales son presentados.

2 BASE DE DATOS DE ACELEROGRAMAS

Se conformó una base de datos de 249 acelerogramas asociados a 19 sismos de subducción profunda ocurridos entre los años 1995 y 2013, registrados en 89 estaciones de la RNAC. De estos acelerogramas, 163 corresponden a registros de estaciones en roca y el resto a estaciones ubicadas sobre suelo. La Figura 1 muestra la localización epicentral de los sismos seleccionados y las respectivas estaciones de la RNAC que registraron los eventos. Los epicentros de los eventos se concentran en los departamentos de Valle del Cauca, Nariño, Cauca y Chocó, Caldas y Quindío.

En la Tabla 1 se relacionan los sismos de subducción profunda empleados en el presente estudio; todos corresponden a eventos registrados luego de la entrada en funcionamiento de la RNAC, en el año 1993. Debido a la escasez de los datos empíricos, y a los requisitos de calidad de las señales impuestos, el número mínimo de estaciones consideradas por evento fue de 1, aunque solo tres

¹ GMPE son las siglas en inglés de Ecuaciones de Predicción de Movimiento del Terreno (*Ground Motion Prediction Equations*)



eventos tienen esta limitante. La Figura 2 presenta un ejemplo de la selección de acelerogramas según la calidad de la señal registrada.

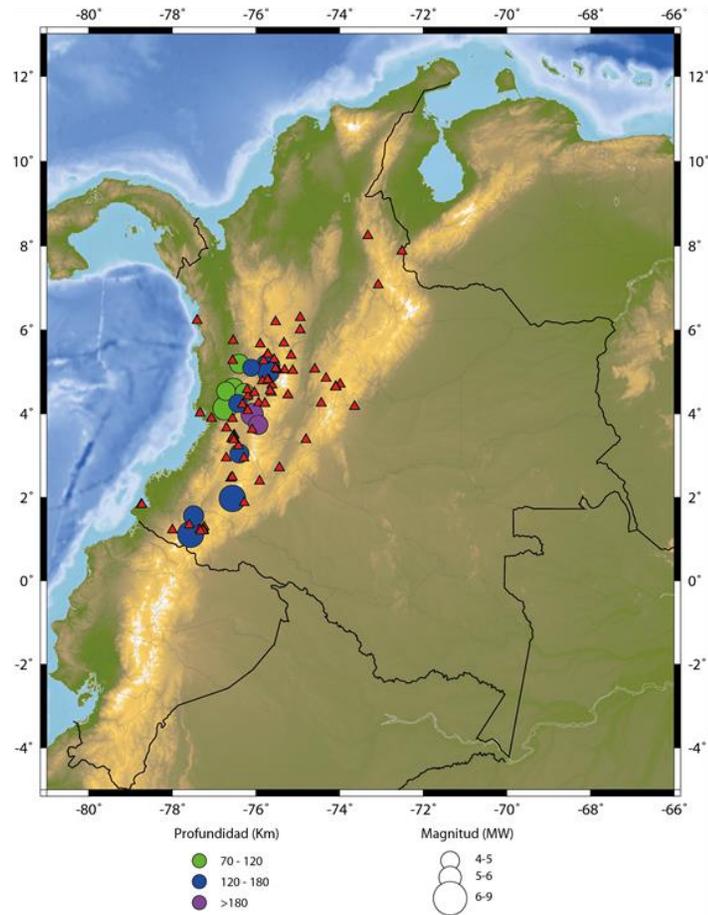
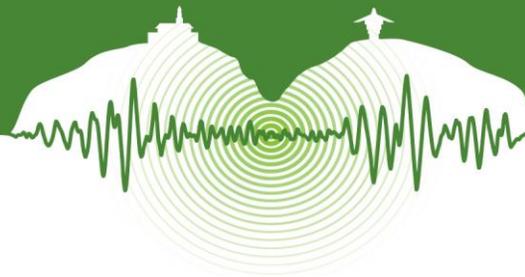


Figura 1: Epicentros de los sismos seleccionados en este estudio (identificados por su magnitud M_w y profundidad en km) y localización de las respectivas estaciones de la RNAC (triángulos rojos) que registraron los eventos.

Tabla 1: Listado de sismos de subducción profunda empeados en este estudio. Tiempo de origen U.T., localización hipocentral, magnitud M_w , municipio más cercano al epicentro y número de registros seleccionados

Fecha (dd/mm/aaaa)	Hora UT (hh:mm:ss)	Latitud (°)	Longitud (°)	Z (km)	M_w	Municipio (Departamento)	No. Reg,
08/02/1995	18:40:25	4.130	-76.740	102	6.3	San José del Palmar (Chocó)	12
19/08/1995	21:43:33	5.133	-75.713	121	6.5	Calima (Valle del Cauca)	2
11/09/1996	06:28:46	4.300	-76.83	100	5.3	Sipí (Chocó)	12
17/11/1996	18:44:15	4.501	-76.278	109	5.0	El Dovio (Valle del Cauca)	10
19/02/1997	18:25:14	4.594	-76.533	116	5.8	Sipí (Chocó)	21
02/09/1997	12:13:21	3.958	-75.866	230	6.7	Génova (Quindío)	41
11/12/1997	07:56:29	3.980	-75.943	208	6.3	Génova (Quindío)	33



Fecha (dd/mm/aaaa)	Hora UT (hh:mm:ss)	Latitud (°)	Longitud (°)	Z (km)	Mw	Municipio (Departamento)	No. Reg.
19/07/1999	16:13:17	4.253	-76.433	130	4.9	Trujillo (Valle del Cauca)	4
03/04/2000	09:52:46	3.739	-75.941	200	5.2	Ginebra (Valle del Cauca)	1
23/05/2000	16:36:45	1.990	-78.583	71	5.2	Francisco Pizarro (Nariño)	1
27/06/2000	07:10:30	1.555	-77.489	134	5.5	Policarpa (Nariño)	1
22/09/2001	03:23:39	3.989	-76.085	180	5.9	Tuluá (Valle del Cauca)	10
15/01/2004	00:25:05	4.221	-76.227	152	5.0	Andalucía (Valle del Cauca)	7
21/04/2005	03:39:24	5.194	-76.393	90	5.2	Tadó (Chocó)	19
02/10/2005	22:07:22	4.542	-76.713	112	5.0	Sipí (Chocó)	7
13/09/2008	09:32:01	4.994	-75.697	137	5.7	Palestina (Caldas)	14
18/12/2009	14:30:03	3.051	-76.388	151	5.1	Caloto (Cauca)	5
30/09/2012	16:31:34	1.973	-76.558	172	7.1	La Vega (Cauca)	28
09/02/2013	14:16:05	1.113	-77.561	163	7.0	Guaitarilla (Nariño)	23

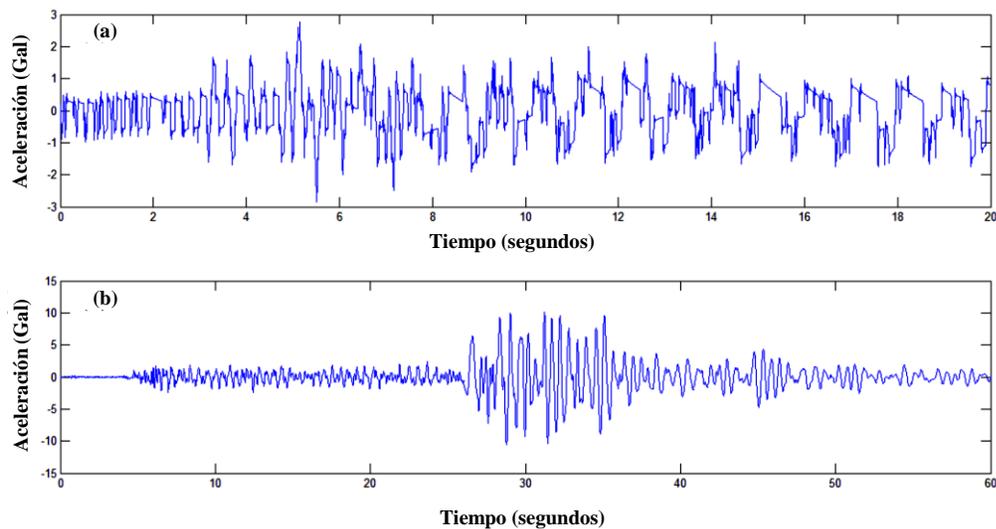


Figura 2: Criterios de calidad de la señal para selección de acelerogramas. Ejemplo correspondiente al sismo de Tuluá (Valle del Cauca) M_w 5.9 ocurrido el 22 de septiembre de 2001 (a) Registro acelerográfico de mala calidad, descartado porque presenta distorsión en la señal. (b) Registro acelerográfico de buena calidad, seleccionado para el análisis objeto del presente estudio.

En la Figura 3a se ilustra el diagrama magnitud – distancia hipocentral para los datos de movimientos fuerte seleccionados para este análisis. Los parámetros hipocentrales se obtuvieron del catálogo sísmico de la Red Sismológica Nacional de Colombia; para la magnitud de momento M_w y el mecanismo de falla se tuvo en cuenta la información del Proyecto Mundial GCMT (*Global Centroid-Moment-Tensor Project*) y de la base de datos del Centro Nacional de Información Sísmica (*National Earthquake Information Center*). En algunos casos se obtuvo M_w a partir de la magnitud de ondas de cuerpo m_b empleando la relación propuesta por Scordilis (2006). En la Figura 3b se relaciona la magnitud de los eventos con su profundidad. El rango de profundidades escogidos fue de 70 km hasta 230 km, pues los eventos intraplaca son los de interés para este estudio. La distribución de distancias y profundidades para cada magnitud es aceptable y se considera que la base de datos es adecuada para el estudio aquí presentado.

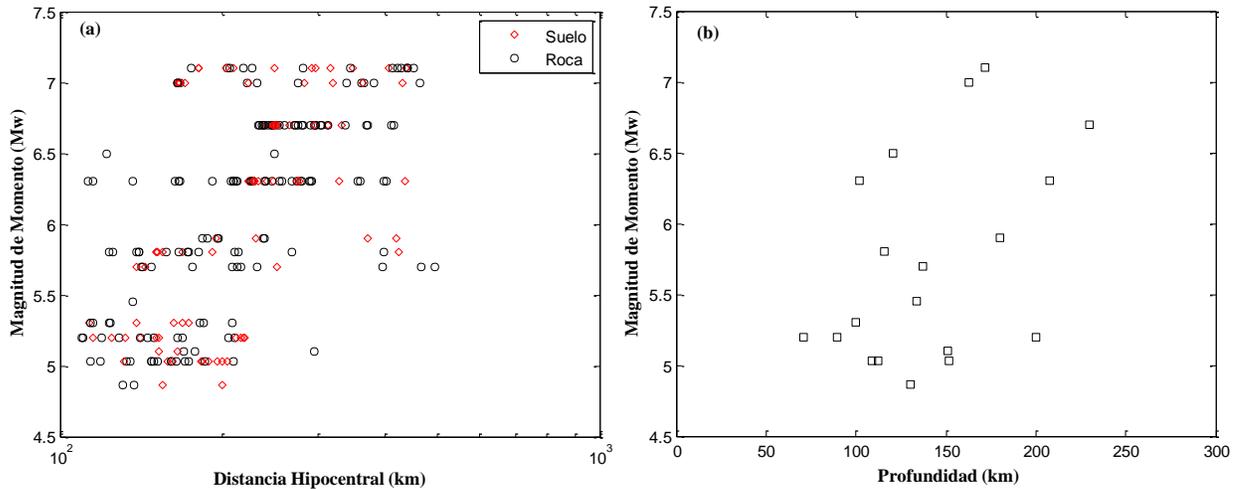
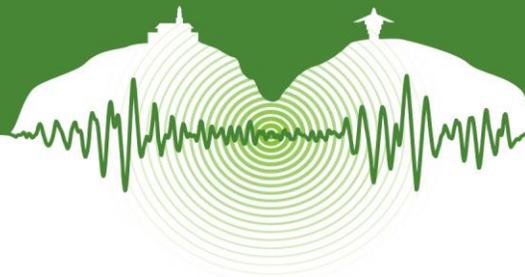


Figura 3: (a) Magnitud de momento M_w versus distancia hipocentral para los datos seleccionados de sismicidad profunda. (b) Magnitud de momento M_w versus profundidad hipocentral.

3 ESTIMACIÓN DE LA FRECUENCIA MÍNIMA UTILIZABLE

Estimaciones de la frecuencia mínima utilizable para cada uno de los registros fueron realizadas en el dominio de la frecuencia haciendo uso de espectros de amplitud de Fourier, para cada serie de tiempo. Esto se hace necesario porque los instrumentos utilizados tienen diferentes frecuencias de saturación y el filtrado de cada señal es diferente. La Figura 4 presenta espectros de amplitud de Fourier estimados para cuatro registros con dos magnitudes diferentes, grabados en suelo y roca. Para estimar la frecuencia mínima utilizable, se adiciona una línea con pendiente igual a 2, que ayuda a visualizar el rango de frecuencias donde la pendiente del espectro se hace plana. El proceso de selección de la frecuencia mínima utilizable se realizó para las 249 parejas de registro y, de manera conservadora, se estimó en 3 segundos el periodo máximo utilizable (Figura 5).

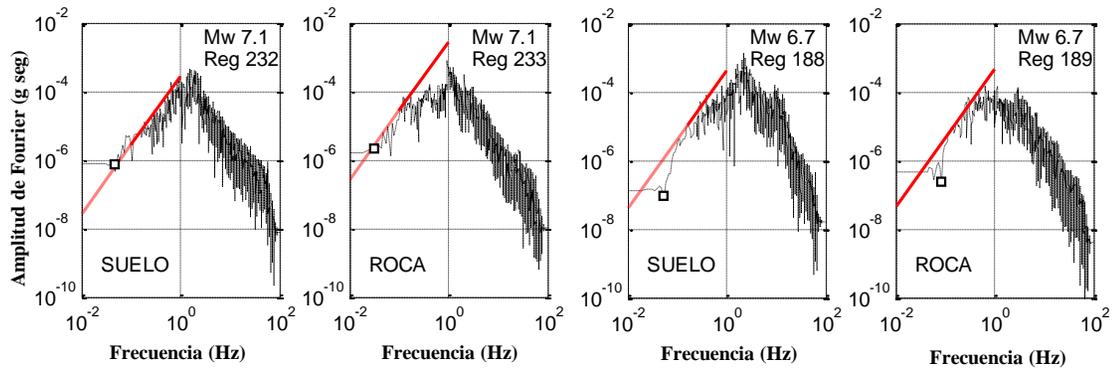
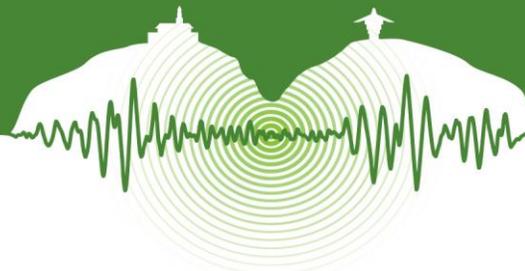


Figura 4: Espectros de amplitud de Fourier para la selección de frecuencia mínima utilizable para los datos seleccionados de sismicidad profunda.

4 ESPECTROS ROTD50

Con el fin de tener mediciones de intensidad independientes de la orientación de los instrumentos in situ, espectros elásticos RotD50 (Boore, 2010) fueron estimados para cada pareja de registros horizontales, para una relación de amortiguamiento del 5% con respecto al crítico. Para su cálculo, las parejas de registros ortogonales grabadas en cada estación, son proyectadas sobre un azimuth de referencia que es rotado 180 grados. En cada valor discreto de rotación (e.g. cada un grado) se calcula la aceleración espectral para el rango de periodos utilizables, desde $T = 0.01$ s hasta el periodo máximo utilizable $T = 3$ s. De esta manera, a cada periodo corresponden 180 valores de aceleración espectral y el espectro RotD50 se construye uniendo los puntos asociados al per-



centil 50 de la aceleración espectral por periodo. La Figura 6 muestra los espectros elástico RotD50 para diferentes magnitudes, junto con un resumen de todas las aceleraciones espectrales utilizadas en este estudio.

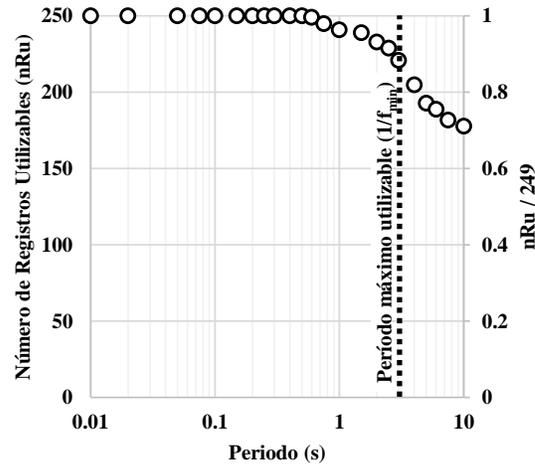


Figura 5: Número de registros de movimiento fuerte versus periodo máximo utilizable.

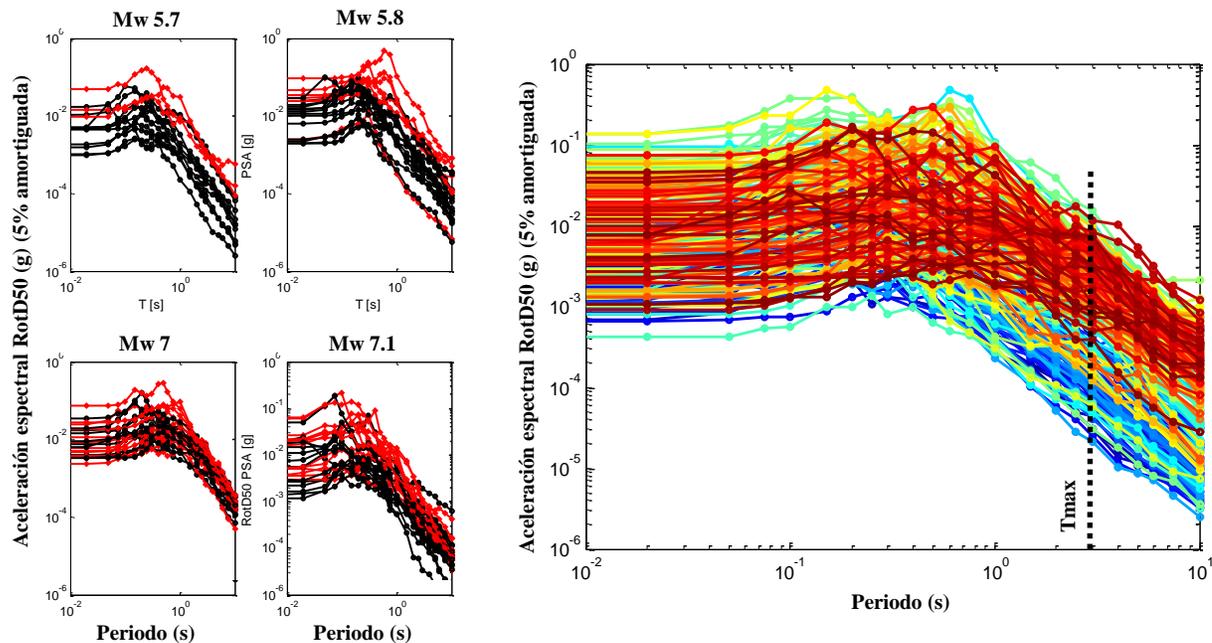


Figura 6: Espectros RotD50 como medida de intensidad de cada pareja de registros sísmicos.

5 RESULTADOS

5.1 Modelo BC Hydro

El modelo *BC Hydro* (Abrahamson, et. al, 2015), es un conjunto de ecuaciones de atenuación desarrollado como parte del estudio probabilístico de amenaza sísmica de la hidroeléctrica *BC Hydro* en Canadá. Aunque el modelo de atenuación fue desarrollado para la región Noroeste de los Estados Unidos (provincias de Albert y Yukon) y la provincia de British Columbia (Canadá), es

El presente artículo hace parte de las memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica organizado por la Universidad de los Andes y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, Mayo de 2015.



considerado como un modelo global porque utilizó bases de datos de eventos sísmicos ocurridos en diferentes partes del planeta. La amenaza sísmica de la región de emplazamiento de la hidroeléctrica está controlada por eventos de subducción intraplaca profundos de magnitudes intermedias a altas y eventos de interface de magnitudes altas. El modelo de atenuación *BC Hydro* se construyó con 2,590 registros de eventos intraplaca con magnitud de momento $5.0 \leq M_w \leq 7.9$ y 953 registros de eventos de interface con magnitud $6.0 \leq M_w \leq 8.4$. El modelo es aplicable a eventos sísmicos con profundidades entre 35 y 150 km, y distancias hipocentrales hasta 300 km.

En la actualidad, el desarrollo de una ley de atenuación no es un simple proceso de regresión para el ajuste de unas curvas, que la pues quedaría restringida por la distribución de los datos empíricos. En cambio, el proceso consiste en la construcción de un modelo estadístico que incluye modelaciones sismológicas y geotécnicas, con el fin de poder hacer extrapolaciones válidas por fuera del rango de los datos empíricos. Para valores de magnitud mayores a 8.0, el modelo *BC Hydro* incluye cambios en el escalamiento de magnitud (i.e. cambios en las pendientes de las curvas que explican los datos empíricos de aceleración espectral versus magnitud) soportados por simulaciones de sismos de interface de gran magnitud en el área de Cascadia (Noroeste de los Estados Unidos). También incluye un término de escalamiento de profundidad focal para sismo intraplaca, considera la atenuación de la onda sísmica propagada a través de arcos volcánicos y tiene en cuenta amplificación por efectos de sitio no lineales.

5.2 Forma Funcional del Modelo BC Hydro

Por ser de interés para las condiciones de este estudio, en lo que sigue, solo se describe la parte del modelo *BC Hydro* relacionada con eventos profundos intraplaca sin consideraciones de atenuación por propagación a través de arcos volcánicos. La Ecuación 1 describe la forma funcional de la ley de atenuación que predice valores del logaritmo de la aceleración espectral (Sa_{intra}), para diferentes escenarios sísmico (i.e. juegos de magnitud, distancia, profundidad y condicione de sitio):

$$\ln(Sa_{intra}) = C_1 + f_{mag}(M) + [C_2 + C_3(M - 7.8)] \ln(R_{hipo} + A_4 e^{[C_9(M-6)]}) + C_6 R_{hipo} + C_{11} [\min(Z_h, 120) - 60] + f_{sitio}(PGA_{1000}, V_{s30}) \quad (1)$$

donde M es la magnitud de momento, R_{hipo} es la distancia hipocentral y Z_h es la profundidad hipocentral del evento. Con el fin de poder extrapolar adecuadamente por fuera del rango de los datos empíricos, el modelo de escalamiento de magnitud, que define las relaciones entre aceleración espectral y magnitud, está dividido en dos partes para poder forzar mayores niveles de atenuación para frecuencias y magnitudes altas. La Ecuación 2 define dichas relaciones de escala:

$$f_{mag}(M) = \begin{cases} C_4(M - 7.8) + C_{13}(10 - M)^2 & \text{para } M \leq 7.8 \\ C_{13}(10 - M)^2 & \text{para } M > 7.8 \end{cases} \quad (2)$$

La forma funcional que define la amplificación por efectos de sitio se define como:

$$f_{sitio}(PGA_{1100}, V_{s30}) = \begin{cases} C_{12} \ln \frac{V_s^*}{V_{lin}} - b \ln(PGA_{1100} + c) + b \ln \left(PGA_{1000} + c \left(\frac{V_s^*}{V_{lin}} \right)^n \right) & \text{para } V_{s30} < V_{lin} \\ C_{12} \ln \frac{V_s^*}{V_{lin}} + bn \ln \frac{V_s^*}{V_{lin}} & \text{para } V_{s30} \geq V_{lin} \end{cases} \quad (3)$$

donde V_{s30} es la velocidad promedio de la onda de corte en los primeros 30 m debajo de la superficie del sitio, PGA_{1100} es el valor del percentil 50 de la aceración máxima del terreno predicho para un valor $V_{s30} = 1,000m/s$ y $V_s^* = \min(1000, V_{s30})$. Los valores de los coeficientes C_i fueron calculados usando un modelo de regresión no lineal que incluye efectos aleatorios, según Abrahamson y Youngs (1992).

5.3 Comparación con el modelo de atenuación BC Hydro

En la Figura 7 se presentan las realizaciones de aceleración espectral de la base de datos de este estudio (puntos discretos) junto a las predicciones de aceleración espectral contra distancia hipocentral del modelo *BC Hydro*. La comparación se hace para frecuencias altas, intermedias y bajas (e.g. $T=0.02s$, $T=0.2s$ y $T=2s$), para eventos con magnitudes M_w 5.2, 6.3 y 7.0 y diferentes condiciones del suelo. De la figuras se observa que el evento con mayor magnitud tiene el ajuste más pobre, especialmente en frecuencias altas, debido, principalmente, a que el evento mostrado tiene una profundidad mayor que el rango de datos empíricos utilizados por el modelo *BC Hydro*.

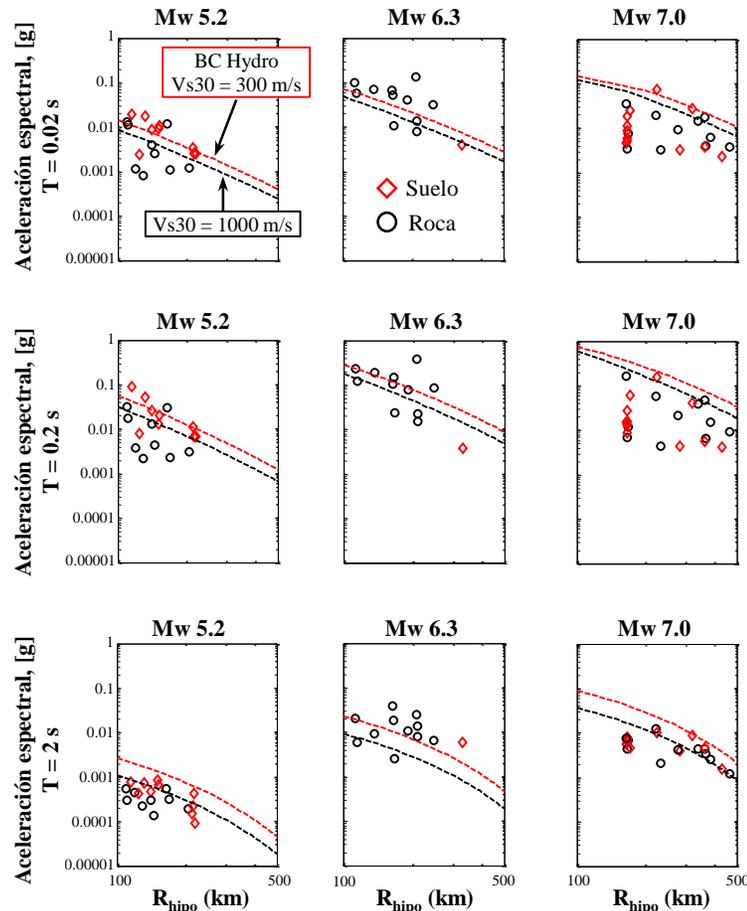
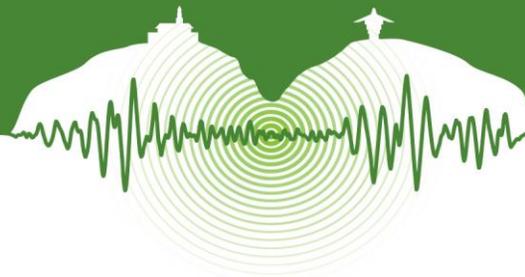


Figura 7: Valores de aceleración espectral (5% amortiguadas) con respecto a la distancia hipocentral (R_{hipo}) para eventos con magnitud M_w 5.2, 6.3, y 7.0 y periodos de 0.02, 0.2 y 2 s. Las líneas a trazos representan el modelo de atenuación *BC Hydro* para suelos con velocidades de la onda de corte $V_{s30} = 300$ m/s y $V_{s30} = 1000$ m/s.

5.4 Análisis de residuales

Los residuales totales (por periodo) entre las predicciones del modelo *BC Hydro* y las realizaciones de aceleración espectral de este estudio se calcularon de acuerdo a la Ecuación 4:

$$Residual = \ln(Sa_{RotD50}) - \ln(Sa_{BC\ Hydro}) \quad (4)$$

donde, para cada registro de cada evento, Sa_{RotD50} corresponde a la aceleración espectral RotD50 y $Sa_{BC\ Hydro}$ es la mediana de la aceleración espectral predicha por el modelo *BC Hydro*, dadas la distancia y profundidad hipocentral, tipo de suelo y magnitud de momento.

En la Figura 8 se presenta el análisis de residuales en términos de la magnitud de momento M_w , distancia hipocentral y profundidad para los periodos 0.02, 0.2 y 2 s. Para todos los registros y periodos de análisis, las aceleraciones espectrales de este estudio son, en promedio, iguales a un 40% de las predicciones del modelo *BC Hydro*, bajo el asumido de las velocidades de la onda de corte descritas en la Figura 7. Los residuales para frecuencias bajas (e.g. $T = 2$ s) presentan distribuciones invariantes a la magnitud, la distancia hipocentral o la profundidad del evento. Para las frecuencias altas, los residuales crecen con la magnitud y la profundidad hipocentral. Esto último está relacionado con el hecho de que los datos empíricos utilizados en el modelo *BC Hydro* cubren distancias menores a 150 km.

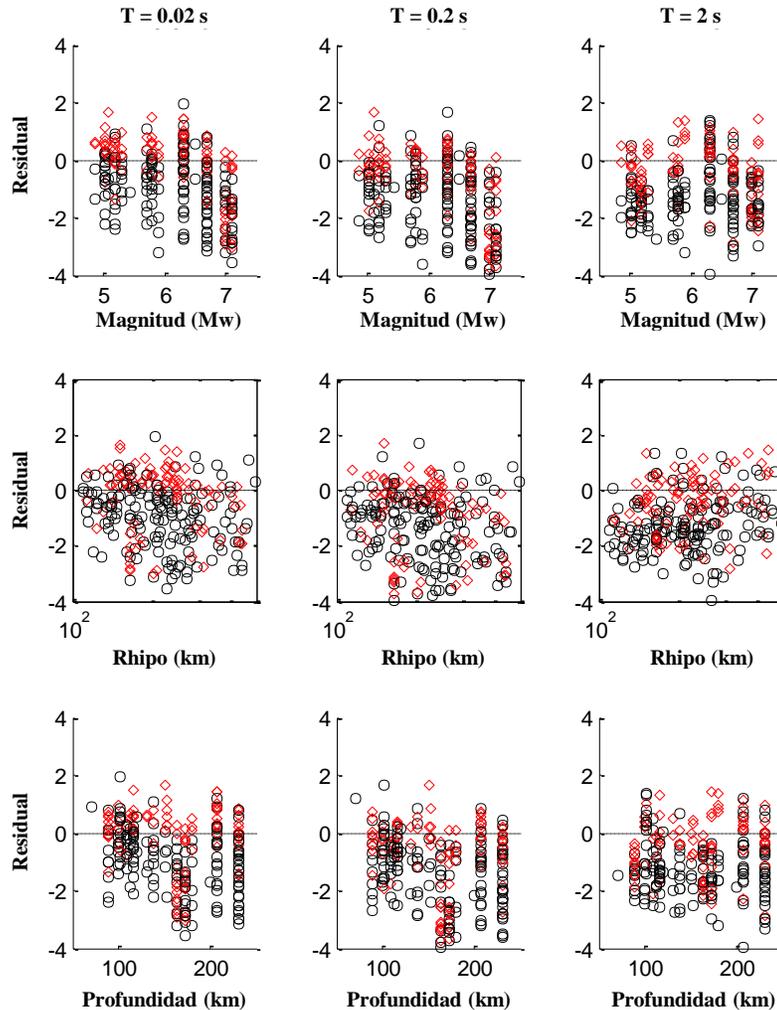
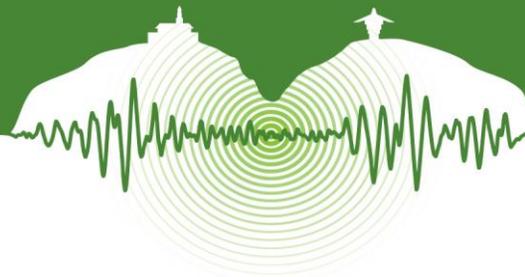


Figura 8: Residuales versus Magnitud de momento M_w , distancia hipocentral (R_{hipo}) y profundidad, para periodos de 0.02, 0.2 y 2 s. Los círculos y los rombos representan la información registrada en roca y en suelo, respectivamente.

CONCLUSIONES

Se consolidó una base de datos completa de 249 acelerogramas correspondientes a 19 sismos de subducción profunda registrados por la Red Nacional de Acelerógrafos de Colombia. El análisis de la frecuencia mínima demostró que se pueden utilizar una cantidad aproximada de 220 registros de aceleración para un periodo máximo de 3 s. Los espectros RotD50 permitieron determinar diferentes mediciones de la aceleración espectral independiente de la orientación del equipo. El análisis de residuales de nuestros datos con respecto al modelo de atenuación global *BC Hydro*, insinúa que el modelo de atenuación empírico a proponer debe regionalizar el escalamiento de magnitud y profundidad hipocentral. En el futuro cercano los autores vamos a proponer una forma funcional y a estimar los coeficientes de una ecuación de atenuación de manera que sea aplicable y ajuste de manera adecuada todos los datos registrados para sismos profundos de subducción en el Oeste Colombiano.

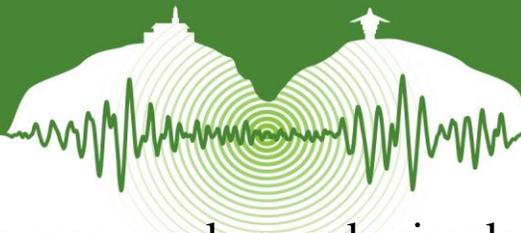
AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su gratitud a Norm Abrahamson, quien con sus comentarios y discusiones ha enriquecido el trabajo asociado a este artículo.



REFERENCIAS

- Abrahamson, N.A. and Youngs, R.R. 1992. A Stable Algorithm for Regression Analyses Using the Random Effects Model – Short Notes. *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol 82, N° 1, pp. 505-510.
- Abrahamson, N.A., Gregor, N.J., and Addo, K.O. and Youngs, R.R. 2015. BC Hydro Ground Motion Prediction Equations for Subduction Earthquakes. *Earthquake Spectra*. In-Press.
- Bermúdez, M.L., Abril, C., and Dimaté, M.C. 2011. Attenuation Relationships Selected to Update Colombian Seismic Hazard Assessment. XIV Congreso Latinoamericano de Geología – XIII Congreso Colombiano de Geología. Medellín, Colombia.
- Boore, D.M. 2010. Orientation-Independent, Nongeometric-Mean Measures of Seismic Intensity from Two Horizontal Components of Motion – Short Note. *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol. 100, N° 4, pp. 1830-1835.
- Campbell, K. 1997. Empirical near-source attenuation relationships for horizontal and vertical components of peak ground acceleration, peak ground velocity, and pseudo-absolute acceleration response spectra. *Seismological Research Letters*. Vol 68, pp. 154-178.
- Echeverri, G. 2006. Atenuación espectral sísmica en el campo lejano: Una aproximación con redes neuronales artificiales. Tesis doctoral, Universidad Autónoma de México, Ciudad de México.
- Gallego, M. 2000. Estimación del riesgo sísmico en la República de Colombia. Tesis de maestría, Universidad Autónoma de México, Ciudad de México.
- García, D., Singh, S., Herráiz, M., Ordaz, M., and Pacheco, J. 2005. Inslab earthquakes of central México: Peak ground-motion parameters and response spectra. *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol 95, N° 6, pp. 2272-2282.
- Gregor, N.J., Addo, K.O., Abrahamson, N.A., and Youngs, R.R. 2012. Comparison of BC Hydro Subduction GMPE to Data from Recent Large Megathrust Earthquakes *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, International Association of Earthquake Engineering*, Lisbon.
- Kamiyama M. and Yanagisawa, E. 1986. A statistical model for estimating response spectra of strong earthquake ground motions with emphasis on local soil conditions. *Soils Found*. Vol 26, pp. 16-32
- Martínez, S. and Chica, A. 1996. Ecuación de atenuación de la energía sísmica en Colombia. Bogotá: Pontificia Universidad Javeriana.
- Ojeda A., Martínez, S. A. 1997. Modelo para la atenuación de la energía sísmica en Colombia a partir de los sismos registrados por la red nacional de acelerógrafos. XII Jornadas Estructurales de la Ingeniería de Colombia.
- Youngs R.R., Chiou, S.J., Silva, W.J., and Humphrey, J.R.. 1997. Strong Ground Motion Attenuation Relationships for Subduction Zone Earthquakes. *Seismological Research Letters*. Vol. 68, No° 1, pp. 58-73.



Modelación 3D a gran escala para la simulación de movimientos de tierra en regiones sísmicas: Revisión del estado del arte

3D large-scale models for simulating earthquake ground motion in seismic regions: A state of the art review

Andrea C. Riaño Escandón¹, Juan C. Reyes Ortiz², Luis E. Yamin Lacouture²,
Jacobó Bielak³ y Ricardo Taborda⁴

¹Estudiante Doctoral, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia

²Profesor Asociado, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia

³Profesor, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad Carnegie Mellon, Pittsburgh, USA

⁴Profesor Asistente, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Memphis, Memphis, USA

RESUMEN

El análisis de los riesgos causados por los fenómenos naturales tiene como objetivo principal evaluar el potencial impacto y las implicaciones que eventos tales como terremotos, tormentas, inundaciones y otros peligros puedan tener en la población, las actividades productivas y la infraestructura en una determinada región de interés. En el marco de la ingeniería estructural, el estudio de la amenaza sísmica es un tema de gran importancia, dado el nivel de impacto que puede tener sobre la integridad estructural de construcciones (edificios, puentes), el cual está generalmente asociado con el grado de las cargas generadas por este tipo de eventos. Para realizar un análisis de amenaza sísmica es necesario conocer las magnitudes de los eventos esperados, y el nivel del movimiento del terreno que estos puedan generar. Sin embargo, en áreas donde se tienen pocos o ningún registro de eventos sísmicos anteriores, se hace necesario compensar esta falta de información a través de simulaciones. Para ello se han desarrollado varios métodos, principalmente basados en conceptos estadísticos. Desafortunadamente, estos enfoques no pueden dar cuenta de todos los fenómenos físicos y efectos multiescala presentes durante un terremoto. En este artículo se revisa el estado del arte de las simulaciones sísmicas a gran escala en tres dimensiones (3D) como una alternativa para mejorar la estimación del movimiento del terreno basada en la solución del problema de propagación de ondas sísmicas en modelos regionales. Esta es la primera fase de un proyecto de investigación que busca abordar la estimación del riesgo sísmico mediante la integración de tres procesos que normalmente son desarrollados por separado: (1) el cálculo de la amenaza sísmica, (2) la propagación de ondas sísmicas, y (3) el análisis de la respuesta estructural de un inventario de construcciones. El artículo revisa recientes estudios en los que estas simulaciones han sido usadas y plantea un marco procedimental para implementar estos modelos al caso colombiano.

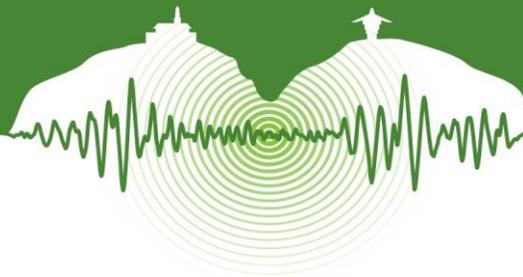
Palabras clave: simulaciones sísmicas, modelación 3D, elementos finitos.

ABSTRACT

The analysis of the risk caused by natural phenomena has as a main objective to assess the implications and potential impacts of natural events such as earthquakes, storms, floods and other hazards on the population, productive activities and infrastructure. Within the framework of structural engineering, the study of seismic hazard is a topic of great importance; this is due to the level of impact that seismic events can have on the structural integrity of buildings, which is associated with the magnitude of the loads generated by these events. In order to perform a risk analysis is necessary to know the magnitude of the expected events, and the level of the ground motions that these events can generate. Nonetheless, in areas where we have few, if any records from previous seismic events, it is necessary to compensate for this lack of information through simulations. With this objective in mind, researchers have developed several methods, mainly based on statistical concepts. However, these approaches cannot fully account for the multiscale phenomena at play during earthquakes. This article reviews the state of the art of three-dimensional (3D) large-scale regional seismic simulation and its contribution to the understanding of seismic wave propagation in highly heterogeneous soil deposits. This is the first phase of a project that seeks to improve seismic risk assessment by integrating three processes that are commonly treated separately: (1) seismic hazard analysis, (2) seismic wave propagation and (3) the structural response analysis of an inventory of buildings. This article reviews recent studies in which these simulations have been used and presents a procedural framework for implementing these models to the Colombian case.

Keywords: Earthquake simulations, 3D modeling, Finite elements.

¹ ac.riano384@uniandes.edu.co



1 INTRODUCCIÓN

Las normativas existentes obligan a que el diseño de sistemas estructurales con cierto grado de irregularidad sea garantizado por medio de un análisis cronológico. Este tipo de análisis permite determinar el nivel de desempeño de la estructura luego de ser sometida a una serie de registros sísmicos. Cuando un análisis cronológico es requerido, el ingeniero debe seleccionar un grupo de registros que representen de forma apropiada la amenaza sísmica del lugar de diseño. Estos sismos deben ser seleccionados entre eventos que tengan magnitudes, distancias a la falla y mecanismos de fuente consistentes con los del escenario sísmico. Estos requerimientos plantean un problema complejo, en tanto que en la mayoría de los casos no se cuenta con el número adecuado de registros sísmicos para caracterizar adecuadamente la sismicidad del sitio de interés. Tal es el caso de Colombia.

En estas circunstancias, la simulación de eventos sísmicos permite generar información acerca de la magnitud de movimientos de tierra en zonas donde se tienen pocos o ningún registro de eventos sísmicos anteriores. Durante décadas, investigaciones en el campo de la ingeniería sísmica han permitido compensar la falta de datos suficientes o fiables en zonas de alto riesgo sísmico por medio de la generación artificial de series de tiempo de movimientos de tierra, los cuales complementan o sustituyen datos inexistentes. Tradicionalmente, la generación de estos registros se ha desarrollado mediante el uso de métodos empíricos, basados en leyes de atenuación; semi-empíricos, basados en las características aleatorias del movimiento del terreno (también conocidos como métodos estocásticos); otros métodos aproximados basados en conceptos de la física del problema tales como el teorema de representación; y/o en una combinación de los anteriores (e.g., Irikura & Kamae, 1994; Boore, 2003). En términos generales y prácticos, estos métodos permiten obtener valores de aceleración o velocidad del terreno, los cuales permiten estimar el nivel de amenaza que se debe considerar en el diseño de estructuras sismo-resistentes. Estos procedimientos han sido particularmente exitosos dada su facilidad de implementación. Sin embargo, es sabido que no son capaces de capturar todos los fenómenos físicos de interés presentes durante un terremoto (Taborda & Bielak, 2011).

La complejidad de los eventos sísmicos radica precisamente en dichos fenómenos físicos, los cuales pueden resumirse en: (1) las características dinámicas de ruptura de la falla, (2) la localización de la falla misma respecto al punto de interés, (3) la ruta y directividad de las ondas sísmicas, (4) los efectos de cuenca a escala regional, (5) las propiedades del suelo y las condiciones específicas de sitio a escala local, y (6) la presencia de edificaciones en la zona. Considerar todos estos factores simultáneamente constituye un problema de gran complejidad que conduce a un gran número de preguntas en la ingeniería sísmica y la sismología. Esfuerzos recientes, sin embargo, indican que la aparición de nuevas tecnologías permitirá abordar el problema usando procedimientos basados en métodos deterministas en un futuro cercano (Taborda & Bielak, 2011).

Dichas nuevas alternativas se basan en el uso de métodos numéricos para representar y resolver la complejidad del problema sísmico. Entre estos se destacan el método de diferencias finitas (DF) y el método de elementos finitos (EF), los cuales fueron introducidos en la ingeniería sísmica a finales de 1960 (e.g., Alterman & Karal, 1968). Desde entonces, el desarrollo de supercomputadoras ha permitido el perfeccionamiento de estas soluciones numéricas. Inicialmente, debido a las limitaciones computacionales, los métodos numéricos se utilizaban sobre todo para la solución de problemas de dos dimensiones. Con el tiempo, los avances en métodos numéricos, la implementación de algoritmos más eficientes, y el crecimiento y aumento de la disponibilidad, capacidad y memoria de los computadores permitió a los científicos modelar problemas más grandes y complejos en dos dimensiones (2D) y problemas de pequeña escala en 3D (Taborda & Roten, 2015). Dentro de las primeras simulaciones se destaca el trabajo de Frankel y Vidale (1992), quienes implementaron una simulación 3D utilizando DF en una escala lo suficientemente grande para incluir en un mismo modelo la fuente y la región de interés, lo que les permitió reproducir registros en el valle de Santa Clara, California, luego de una réplica del sismo de Loma Prieta. Este trabajo seminal impulsó el desarrollo del método de DF como un estándar en simulación sísmica a gran escala. Posteriormente, otros investigadores implementaron el método de EF para resolver las ecuaciones elastodinámicas en 3D para problemas con fallas no planas y modelos regionales altamente heterogéneos (e.g., Bao et al., 1996, 1998; Bielak et al., 1999, 2005), y otros métodos similares de orden superior (espectrales) con matrices de masa diagonalizadas (e.g., Seriani & Priolo, 1994). Otros modelos de tamaño moderado, con geometría y condiciones geológicas relativamente simples también han sido desarrollados usando elementos de frontera, elementos acoplados de frontera-dominio y métodos de número de onda discreto (ver referencias en Bielak et al., 2010).



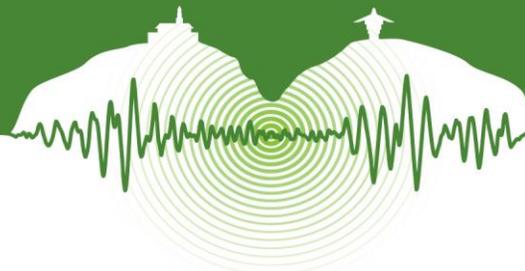
En los Estados Unidos, la simulación de sismos usando métodos numéricos ha sido liderada en gran medida por un esfuerzo conjunto entre investigadores afiliados con el grupo de modelación del Southern California Earthquake Center (SCEC). Este grupo tiene entre sus objetivos el desarrollo de herramientas de simulación basadas en métodos deterministas para fomentar su uso en el análisis del peligro sísmico. Durante los últimos veinte años, SCEC—en colaboración con otros grupos como el Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), y con el apoyo de entidades federales estadounidenses como el U.S. Geological Survey (USGS), la National Science Foundation (NSF), y el Department of Energy—ha impulsado el desarrollo de programas de cómputo en paralelo para simular sismos a gran escala con un considerable grado de fidelidad, explotando así la presente capacidad de supercomputadoras de punta. Los esfuerzos de SCEC han sido utilizados en múltiples proyectos, los más notables siendo la simulación de los escenarios sísmicos TeraShake (e.g., Olsen et al., 2006; 2008) y ShakeOut (Jones et al., 2008; Bielak et al., 2010), así como la construcción de un marco para el cálculo de mapas de peligro sísmico enteramente basado en simulaciones, llamado CyberShake (Graves et al., 2011).

Gracias a estos esfuerzos, en la actualidad, el uso de EF y DF para modelar la propagación de ondas sísmicas en la corteza de la tierra y las cuencas regionales a escalas de decenas a centenas de kilómetros ha empezado a formar parte de prácticas comunes, al menos en el área de investigación. Entre los equipos de trabajo partícipes de las iniciativas impulsadas por SCEC, el grupo Quake de la Universidad Carnegie Mellon en Pittsburgh, Pensilvania, Estados Unidos y sus colaboradores han venido trabajando en la modelación de sismos por más de 15 años, y en los últimos 9 años, en particular, en el desarrollo de Hercules, un simulador de terremotos que usa el método de EF (Tu et al., 2006; Tabora et al., 2010; Bielak et al., 2011). Hercules es un programa en paralelo que combina un enfoque de árbol octal (octree) usado en computación para generar grandes mallas no estructuradas de EF (de cientos de millones a billones de elementos), con algoritmos altamente eficientes y escalables para resolver el problema de propagación de ondas ante una representación cinemática de la falla sísmica. Hercules ha sido empleado en el desarrollo de varias simulaciones a lo largo de los últimos años, incluyendo ejercicios de verificación y validación en los que se han simulado eventos ficticios y eventos reales, respectivamente. Las siguientes secciones hacen un recuento de este tipo de ejercicios, los cuales permitieron concluir que Hercules, al igual que otras herramientas similares, son fiables y suficientemente precisas para ser usadas en simulaciones a gran escala.

De particular interés es el hecho que Hercules ya ha sido usado para un caso de estudio en Colombia. Restrepo y Bielak (2014) modificaron esta herramienta para poder considerar las irregularidades topográficas de la superficie libre y emplearon Hercules en una simulación 3D para la región del valle de Aburrá y el área metropolitana de Medellín. La implementación de esta simulación requirió del desarrollo de un modelo estructural para representar la geología de la zona (comúnmente llamado: modelo de velocidades sísmicas). De acuerdo a nuestro conocimiento, este es el primer modelo de su tipo en Colombia. La simulación correspondió a la estimación de la respuesta del valle ante una supuesta ruptura en la falla de Romeral. Adicionalmente, Hercules también ha sido adaptado anteriormente para incorporar los efectos no lineales de los estratos más blandos de suelo en formaciones sedimentarias y la presencia de modelos simplificados de estructuras (Tabora & Bielak, 2011). Todo esto en conjunto hace de Hercules una herramienta ideal para buscar la integración de tres procesos que normalmente son abarcados por separado: (1) el cálculo de la amenaza sísmica, (2) la simulación de la propagación de ondas sísmicas, y (3) el análisis de la respuesta estructural de un inventario de construcciones. En las siguientes secciones, este artículo revisa recientes estudios en los que estas simulaciones han sido usadas y se plantea un marco procedimental para implementar estos modelos al caso colombiano.

2 VALIDACIÓN Y VERIFICACIÓN

La complejidad de los eventos sísmicos es consecuencia de una serie de factores que son difíciles de caracterizar. Esta condición lleva a que los terremotos sean definidos como eventos complejos de sistemas abiertos. La caracterización de dichos factores depende en gran medida de los conocimientos del modelador, los cuales son primordiales en la calidad de la simulación sísmica y serán uno de los criterios principales que de credibilidad al mismo. La credibilidad de un modelo se encuentra intrínsecamente relacionada a los procesos de validación y verificación. En el ámbito de la sísmica computacional se entiende por verificación a la comprobación de que una simulación representa un modelo conceptual dado, dentro de los límites especificados de precisión; y la validación se define como confirma-



ción de que un modelo computacional posee un rango adecuado de precisión consistente con los datos registrados durante el sismo bajo consideración (e.g., Bielak et al., 2010). En otras palabras, la validación se refiere al nivel de correspondencia entre los datos sintéticos y los datos reales, mientras que la verificación se refiere a exactitud de la implementación de un esquema de simulación.

El éxito de las simulaciones de un evento sísmico se mide entonces a través de la verificación y validación de los resultados. Aun cuando se ha progresado muchísimo en los últimos años, la validación de simulaciones de eventos pasados comúnmente expone algunas de las limitaciones en los métodos. Pocos son los resultados satisfactorios, y en la mayoría de los casos se limitan a frecuencias bajas. Esto como consecuencia de que la validez de la simulación no puede ser aislada de factores tales como el modelo del material y la descripción de la fuente, así como otros niveles de complejidad introducidos por factores como el posible comportamiento no lineal de los estratos blandos. Una forma de limitar la influencia de estos factores es el uso de sismos pequeños, cuya ruptura puede ser modelada como una fuente puntual, y limitar la simulación a periodos largos (bajas frecuencias) y velocidades altas de onda cortante (materiales más rígidos). En casos en los que es difícil determinar el origen de las discrepancias, realizar una verificación de resultados sintéticos en comparación con casos estándar o con otros métodos facilita el mejoramiento de los modelos de material o de la fuente, e incluso permite optimizar los algoritmos y eliminar errores computacionales. Esta verificación requiere que los datos de las simulaciones sean compatibles con los valores objetivos de un modelo matemático dado. Aun así, hay casos en los que la solución exacta o esperada es desconocida debido a la complejidad del modelo, este podría ser el caso de las simulaciones sísmicas en cuencas de gran tamaño, por lo cual otra alternativa es determinar la convergencia de diferentes conjuntos de sismogramas sintéticos para la simulación del mismo problema (Bielak et al., 2010).

En última instancia, el objetivo de cualquier simulación es reproducir a un nivel adecuado de precisión las observaciones del sistema real, lo cual implica validar los modelos conceptuales y de simulación por medio de la reproducción satisfactoria de datos experimentales o fenómenos naturales. Este proceso se muestra en la Figura 1. Esta representación se muestra en Bielak et al. (2010) y se basa en la estructura definida por Schlesinger et al. (1979) y las modificaciones de Sargent (2005). Dicho proceso establece que la simulación debe ser tanto validada como verificada. La explicación descrita en Bielak et al. (2010) relaciona los casos de varias simulaciones que han sido implementadas y en las cuales solo una de las etapas (verificación o validación) fue desarrollada. Allí se establece que la solo comparación del modelo con la realidad o con otros resultados equivalentes no garantizan que el modelo sea correcto o suficientemente preciso, por lo cual ambas etapas deben desarrollarse de manera complementaria.

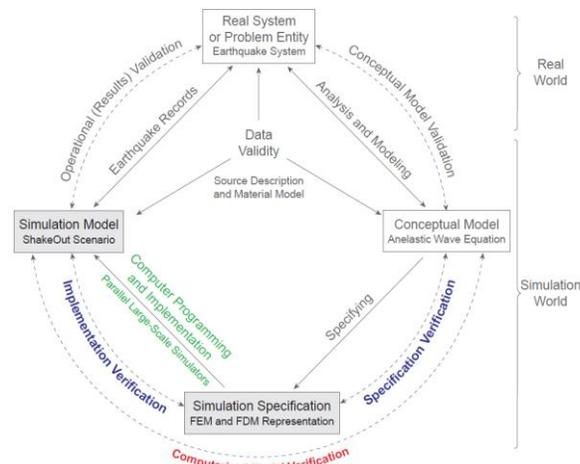


Figura 1: Representación del proceso de simulación y modelación y la relación entre la realidad y la simulación con validación y verificación. Tomado de Bielak et al. (2010)

3 SIMULACIONES SISMICAS

Las simulaciones sísmicas a gran escala permiten determinar en detalle movimientos de tierra en regiones extensas, y estimar las consecuencias de la liberación de la energía debido a rupturas en la falla. Para este fin han sido empleados



principalmente dos métodos: Diferencias finitas (DF) y elementos finitos (EF). El método de DF requiere de mayores recursos computacionales, pues a pesar de las mejoras en técnicas que permiten modelar la variación del tamaño de la grilla con la profundidad (Moczo et al., 2007; Pitarka, 1999), dicho método hace uso de grillas (o retículas) regulares para modelar el dominio de la simulación. A diferencia del método de DF, el método de EF permite utilizar mallas no estructuradas, las cuales se pueden adaptar a las condiciones locales de longitud de onda y geometría (Tu et al., 2006, Taborda & Bielak, 2011). Aunque el uso de este método requiere también de herramientas computacionales avanzadas, su implementación conduce a notables ventajas numéricas y computacionales. A continuación se describen dos simulaciones notables que fueron desarrolladas en los Estados Unidos. Estas simulaciones se conocen con los nombres: ShakeOut y Chino Hills.

3.1 Escenario sísmico: ShakeOut

ShakeOut es un escenario sísmico hipotético desarrollado por un grupo multidisciplinario del USGS en colaboración con SCEC, miembros del gobierno, la academia, la industria y la comunidad de respuesta a emergencias (Jones et al., 2008). Dicha colaboración buscaba identificar las consecuencias físicas, sociales y económicas de un sismo de magnitud importante en el sur de California. El evento diseñado corresponde a un sismo de magnitud $M_w = 7.8$ a lo largo de la falla de San Andrés, el cual sirvió como catalizador para múltiples estudios de análisis sísmico y de ingeniería (ver la edición especial de Earthquake Spectra, Porter et al., 2010). De importancia para el presente trabajo, destacamos los resultados reportados en Bielak et al. (2010), el cual se enfoca en la verificación de la simulación y no necesariamente en las implicaciones físicas del escenario. La Figura 2a muestra el dominio de la simulación, el cual corresponde a una caja rectangular de dimensiones 600 km \times 300 km \times 80 km.

El modelo del material, llamado también modelo de velocidades sísmicas o modelos de corteza constituye una parte fundamental del proceso de simulación. Su importancia radica en los siguientes factores: (1) a partir del modelo de velocidades se define la malla, y (2) el modelo determina las propiedades de los elementos de la malla que constituyen la representación matemática del sistema. Estas propiedades participan considerablemente en la respuesta del sistema. En el caso del escenario sísmico ShakeOut se utilizó una porción del modelo de velocidades CVM-S (versión 4) desarrollado por SCEC. La información extraída de este modelo fue almacenada en un archivo de base de datos que permite a los programadores manipular grandes estructuras “octree” almacenadas en disco y acelerar considerablemente el proceso de generación de la malla (Bielak et al., 2010).

La verificación del escenario sísmico se hizo por medio de la comparación de tres simulaciones independientes que consideraban el mismo modelo de velocidades. Los grupos participantes fueron: CMU/PSC, URS/USC y SDSU/SDSC. El grupo CMU/PSC resolvió la simulación por medio del método de EF, mientras que los otros dos grupos usaron DF. En todos los casos los parámetros básicos de modelación fueron los mismos: características de la fuente, el modelo de velocidades y la descripción intrínseca de atenuación (Bielak et al., 2010). Los resultados de las simulaciones fueron comparados en términos de: (1) resolución, (2) transformación de coordenadas, (3) modelos desarrollados y propiedades de los materiales, (4) modelación de la falla, (5) atenuación, (6) condiciones de borde (7) extracción de datos, y (8) manipulación de datos o pre- y post-procesamiento. Los resultados de dicho estudio permitieron concluir que las diferencias entre los resultados corresponden principalmente a las características propias de los métodos, el método de EF utiliza una malla definida que asigna las propiedades a los elementos mismos, mientras que el método de DF utiliza una estructura de grilla que centra las propiedades en los nodos. Este factor introduce diferentes resoluciones y tiene implicaciones en los órdenes de convergencia de cada método. Junto a esto, se encuentran las diferencias entre las simulaciones por efecto de la modelación de las características geométricas del dominio, lo que resultó en modelaciones diferentes de la estructura del material y consideraciones distintas para la descripción de la fuente, dichas diferencias dieron como resultado variaciones en los contrastes de velocidades en las interfaces de materiales entre las tres simulaciones (ver Figura 2b). Aun así, considerando la complejidad del problema modelado y los diferentes modelos e implementaciones, los resultados muestran un alto grado de compatibilidad, por lo cual Bielak et al. (2010) concluye que cualquiera de los enfoques utilizados es lo suficiente robusto y fiable para conducir estudios complementarios o independientes de modelación a gran escala de propagación de ondas sísmicas en regiones.

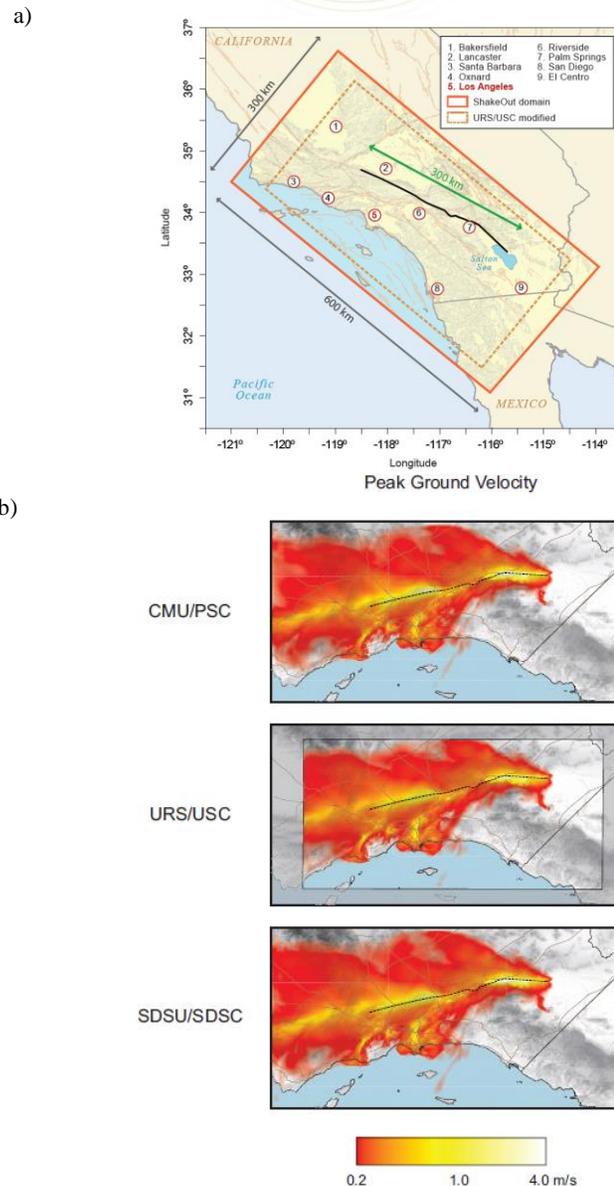
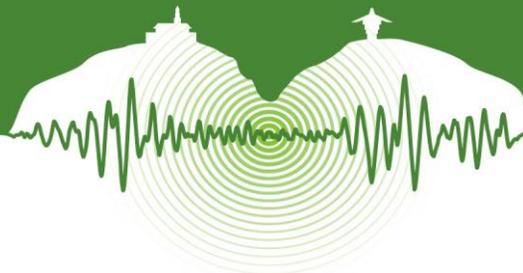


Figura 2: Representación del dominio de la simulación ShakeOut. En la Figura 2a, las zonas sombreadas de color gris representan la topografía y las líneas marrones indican fallas cuaternarias en la región. En la Figura 2b, se muestra una comparación de la respuesta máxima de velocidades en la superficie obtenida por los tres grupos que simularon el escenario ShakeOut. Tomado de Bielak et al. (2010)

3.2 Evento sísmico: Chino Hills

Chino Hills es un evento sísmico real que ocurrió en la ciudad de los Ángeles el 29 de julio del 2008 a las 11:42 am, con una magnitud $M_w = 5.4$. La ruptura ocurrió entre las fallas de Whittier y Chino. La Figura 3a, muestra el epicentro y el mecanismo focal del sismo principal de Chino Hills, junto con los correspondientes al sismo de Northridge 1994. El sismo principal de Chino Hills fue seguido de dos réplicas de $M_w > 3$ y cientos de temblores pequeños (Tabor & Bielak, 2013). En la Figura 3b se muestran resultados preliminares de un estudio de validación de la simulación del terremoto Chino Hills. Dicha imagen muestra la región y el dominio de la simulación junto con una comparación visual de los sintéticos y los datos registrados durante el evento sísmico en 4 puntos de observación. Estas



comparaciones demuestran diferentes niveles de ajuste alcanzados al comparar los valores resultantes de la simulación con los datos adquiridos durante el evento sísmico. A diferencia del terremoto Northridge y el terremoto Whittier Narrows, este último de magnitud similar ($M_w = 5.9$), el sismo de Chino Hills produjo daños estructurales y no estructurales menores, no causó muertes y solo algunas lesiones. A pesar de no haber generado consecuencias notables, más de 450 estaciones sismológicas registraron el movimiento originado por la ruptura de falla. Esto generó una excelente oportunidad para estudiar la respuesta de la cuenca de los Ángeles y revisar diferentes supuestos y metodologías. Taborda y Bielak (2013; 2014) simularon el evento sísmico de Chino Hills y validaron los resultados de varias simulaciones utilizando diferentes modelos de velocidades. Estas simulaciones se realizaron con Hercules e incluyeron comparaciones con más de 300 registros sísmicos.

En el primer estudio, Taborda y Bielak (2013), adaptaron la simulación para reproducir movimientos de tierra hasta una frecuencia máxima de 4 Hz y utilizando una velocidad mínima de onda de cortante, $V_s = 200$ m/s. El modelo de la fuente fue tomado de un estudio independiente de inversión (Shao et al., 2012). Para este estudio se hizo uso de registros de campo libre y estaciones de pozo para validar los sintéticos usando una bondad de ajuste (GOF, del inglés goodness-of-fit) y otros criterios de comparación. Los resultados de este estudio indicaron que la simulación tuvo el mejor ajuste con los datos reales para frecuencias menores a los 0.5 Hz en toda la región y hasta 1 Hz en las cuencas principales. Aun así, los sintéticos presentaron desviaciones respecto a las observaciones para frecuencias entre 1 y 2 Hz. Los resultados para frecuencias entre los 2 y 4 Hz presentaron un ajuste adecuado, solo algunas localizaciones presentaron dispersiones en el dominio de la simulación. El modelo de velocidades utilizado por Taborda y Bielak (2013) fue el CVM-S desarrollado por SCEC. No obstante, para la región hay otros modelos de velocidad disponibles.

En un segundo estudio, Taborda y Bielak (2014) hicieron uso del modelo CVM-H, desarrollado también por SCEC. En este estudio, dos simulaciones adicionales utilizando el modelo de velocidad CVM-H, con y sin información adicional de depósitos sedimentarios blandos o capas geotécnicas cerca de la superficie (GTL), fueron desarrolladas. En los dos casos Taborda y Bielak (2013; 2014) hicieron uso del mismo dominio de simulación de $180 \text{ km} \times 135 \text{ km} \times 62 \text{ km}$ y parámetros de enmallado (V_s de 200 m/s y frecuencia máxima de 4 Hz).

La comparación de la simulación con el modelo de velocidades CVM-S y las dos simulaciones con el modelo CVM-H (con y sin GTL) dio a conocer diferencias importantes entre los 3 modelos. En general el modelo que consideraba GTL condujo a mejores resultados que los obtenidos sin GTL. Aun así, Taborda y Bielak (2014) establecen que es difícil relacionar directamente esta conclusión con la calidad de los resultados. Otras observaciones permitieron obtener conclusiones de los modelos de velocidades, en el caso del modelo CVM-S se concluyó que las propiedades de las cuencas fuera de las cuencas y cerca de la superficie necesitaban ser mejoradas. Dado que los resultados del modelo CVM-H con GTL fueron superiores en las áreas en las que CVM-S no dio resultados adecuados, el estudio concluye que sería adecuado analizar una forma de representar las GTL en las zonas fuera de las cuencas en el modelo de velocidades CVM-S. Dicha modificación debería ser hecha de forma tal que no afecta el modelo original de corteza, esto resultado de las observaciones hechas en el caso del modelo CVM-H con GTL en el cual se generaron cambios de profundidad de las cuencas y valles, cambios que afectan la impedancia entre los depósitos y la roca madre. Taborda y Bielak (2014) encontraron que adicional a factores como los parámetros de atenuación y las características de la fuente, el modelo de velocidades utilizado para definir las propiedades del material y generar la malla del modelo EF, cumple un papel muy importante en la calidad de ajuste entre los sintéticos y los datos reales.

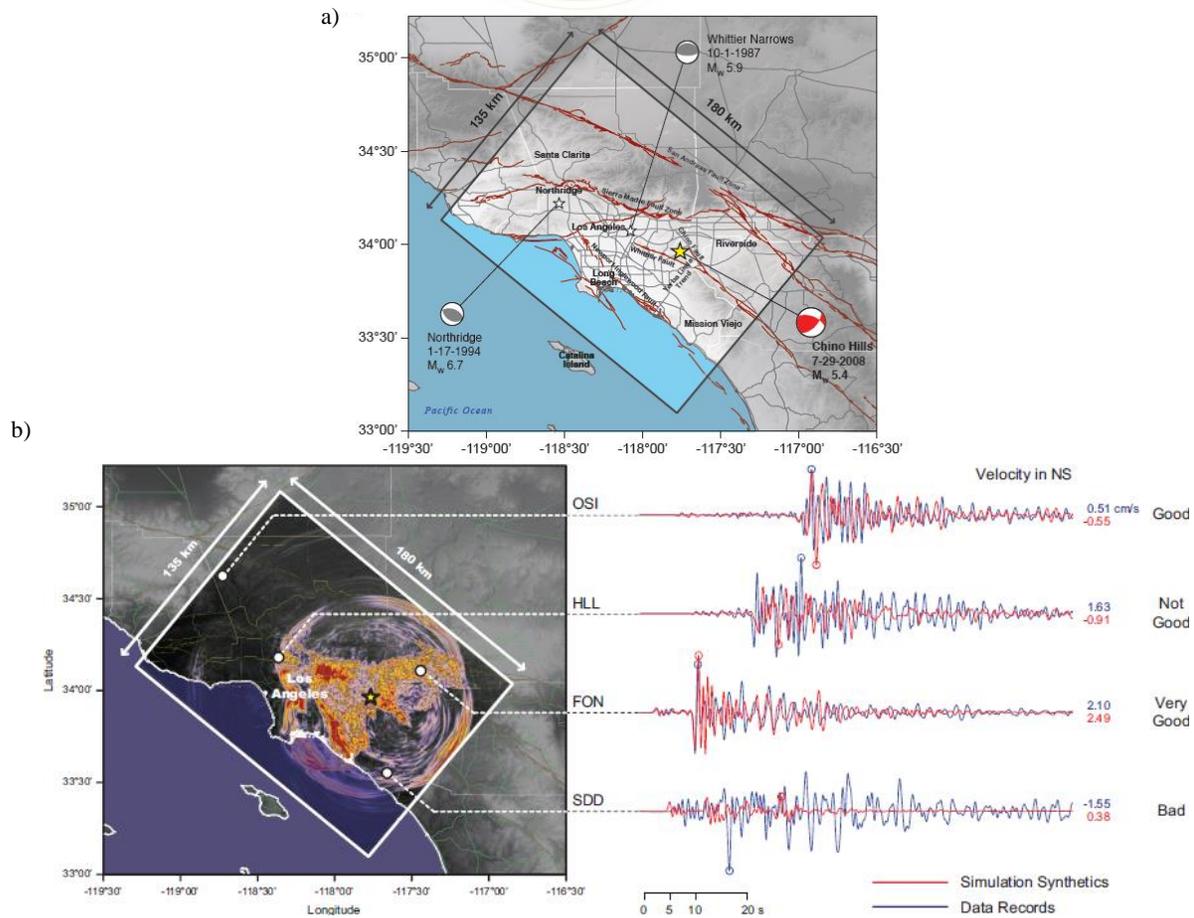
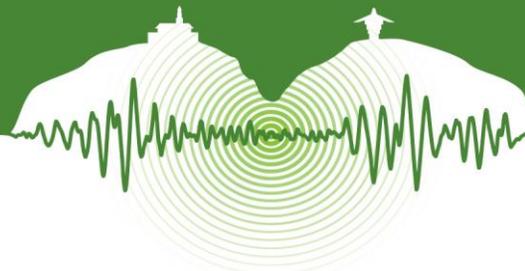
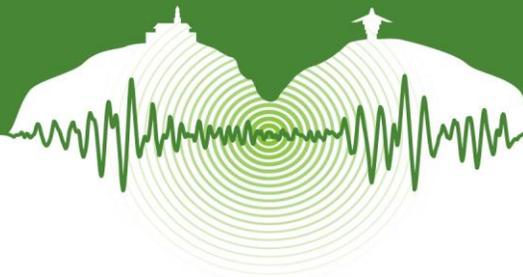


Figura 3: En la figura 3a se muestra la región de interés y localización del epicentro del sismo Chino Hills del 2008, se presenta también la ubicación del epicentro de los sismos Northridge de 1994 y Whittier Narrows de 1987. Tomado de Taborda y Bielak (2014). La Figura 3b muestra los resultados de un estudio preliminar de validación para la simulación del terremoto Chino Hills 2008. Tomado de Taborda y Bielak (2011).

4 CASO: COLOMBIA

El análisis del riesgo causado por fenómenos naturales tiene como objetivo principal evaluar las consecuencias e impactos potenciales de un evento natural como pueden ser los sismos, tormentas, inundaciones y otras amenazas, sobre la población, las actividades productivas y la infraestructura. Dentro del marco de la ingeniería estructural, el estudio de la amenaza sísmica constituye una línea de investigación de alta importancia, dado el nivel de afectación que puede producir en la integridad estructural de las edificaciones y la magnitud de las cargas generadas por este tipo de eventos. Esta estimación genérica del riesgo es útil y tiene diversas aplicaciones como son elaboración de mapas para normas de diseño y construcción, análisis de escenarios de riesgo para planes de atención de emergencias, estrategias de protección financiera, planes de ordenamiento territorial, medidas de mitigación y reducción del riesgo y otras.

El análisis de riesgo puede llevarse a cabo en forma determinista, en la cual la estimación del impacto probable se hace con base en un solo evento o escenario, o de manera probabilista integrando el análisis de escenarios múltiples, cada uno con su frecuencia de ocurrencia. La evaluación con técnicas probabilistas requiere de la identificación de las principales variables que determinan el impacto de las amenazas sobre los elementos expuestos. A partir de la identificación de las variables sería posible llegar a la modelación del riesgo por medio de las siguientes actividades: (1) evaluación de la amenaza local, (2) realización de un inventario de componentes de infraestructura expuestos, (3)



calificación de la vulnerabilidad de cada uno de los componentes expuestos y (4) evaluación probabilista del riesgo mediante integración de los resultados para todos los escenarios de amenaza calculados (Yamin et al., 2013).

En la actualidad el estudio de la amenaza sísmica, la propagación de las ondas sísmicas y el análisis de la respuesta estructural corresponden a procesos separados. La evaluación de la amenaza se implementa a partir de una estimación del movimiento esperado del terreno, proveniente de un estudio de amenaza o microzonificación. A partir de los parámetros de demanda de la estructura resultantes del análisis (derivadas, velocidades, aceleraciones, etc.), es posible evaluar y cuantificar la vulnerabilidad estructural. El proyecto propone incluir una modelación más realista del posible movimiento del terreno a partir de escenarios de temblores. La integración de una modelación tridimensional a gran escala de la propagación de ondas sísmicas en regiones junto a la gestión del riesgo sísmico de ciudades constituye un tema relevante de investigación, pues permitiría el desarrollo de nuevas herramientas para evaluación de riesgo, la verificación de metodologías simplificadas de análisis de riesgo y ampliar el entendimiento en temas como la propagación de ondas sísmicas en medios heterogéneos y los efectos de la interacción suelo-estructura para grupos de edificios.

El estudio de la interacción suelo-estructura es un tema relevante en el análisis y diseño de estructuras. Su importancia radica en el hecho de que su consideración puede reducir significativamente o en algunos casos aumentar la respuesta estructural. Estos efectos son causados en su mayoría por la flexibilidad del suelo, la dispersión de las ondas incidentes del movimiento de tierra a causa de la fundación y la inercia de la estructura la cual genera ondas que se irradian nuevamente al suelo. El estudio de los efectos combinados de la interacción suelo estructura (SSI, del inglés soil-structure interaction) y la interacción estructura-suelo-estructura (SSSI, del inglés structure-soil-structure interaction) de grupos de estructuras en ciudades altamente pobladas ha aumentado en la última década, dando paso al estudio de la interacción sitio-estructura (SCI, del inglés site-city interaction). Sin embargo, a pesar del aumento en las investigaciones relacionadas con este tema, la mayoría de estudios se han visto limitados al análisis en dos dimensiones (2D) o han sido restringidos con el fin de incluir solo algunos de los efectos de la acción simultánea entre el suelo y un conjunto de estructuras. Pocos estudios han sido desarrollados para análisis tridimensional (3D). Este factor se convierte en una de las principales motivaciones del presente proyecto, buscando desarrollar un estudio paramétrico que permita extender los hallazgos de las investigaciones desarrolladas al caso colombiano con el fin de mejorar el entendimiento de los efectos y la dinámica de un grupo grande de estructuras durante la acción de un movimiento sísmico con aplicación específica al caso de Bogotá. Los resultados de esta modelación en términos de parámetros de demanda de las estructuras, serían las variables de entrada que permitirían modelar y analizar el riesgo del escenario de estudio.

Por medio del estudio propuesto, se desarrollara una simulación a gran escala que permita integrar los efectos y el comportamiento de grupos de estructuras ante eventos sísmicos con el análisis del riesgo estructural en ciudades. A partir de los resultados obtenidos en términos de parámetros de demanda de las estructuras (EDPs: derivadas, desplazamientos, momentos, cortantes etc.), será posible la integración con el estudio y cuantificación de la amenaza y riesgo de las edificaciones en el caso de la ciudad de Bogotá. Sería el primer estudio de este tipo en Colombia y permitiría extender hallazgos de investigaciones anteriores, al integrar el análisis de las fuentes de sismos a escala regional y modelos estructurales a escala local, con un estudio de amenaza y riesgo estructural.

REFERENCIAS

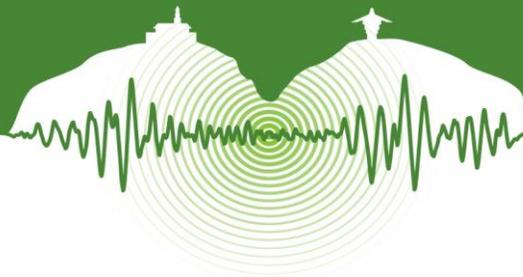
- Alterman, Z., and Karal, F. 1968. Propagation of elastic waves in layered media by finite difference methods. *Bull. Seism. Soc. Am.* Vol 58, N° 1, pp. 367-398.
- Bao, H., Bielak, J., Ghattasa, O., Kallivokasa, L., O'Hallaronb, D., Shewchukb, J., and Xua, J., 1998. Large-Scale Simulation of Elastic Wave Propagation in Heterogeneous Media on Parallel Computers. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol 152, N° 1-2, pp. 85-102.
- Bielak, J., Xu, J., and Ghattasa, O. 1999. Earthquake ground motion and structural response in alluvial valleys. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol 125, N° 5, pp. 413-423.
- Bielak, J., Ghattasa, O., and Kim, E.J. 2005. Parallel octree-based finite element method for large-scale earthquake ground motion simulation. *Computer Modeling in Engineering and Sciences*, Vol 10, N° 2, pp. 99-112.



- Bielak, J., Karaoglu, H., and Taborda, R. 2011. Memory-Efficient Displacement-Based Internal Friction for Wave Propagation Simulation. *Geophysics*, Vol 76, N°6, pp. T131–T145.
- Bielak, J., Graves, R., Olsen, K., Taborda, R., Guzman, L., Day, S., Ely, G., Roten, D., Jordan, T., Maechling, P., Urbanic, P., Cui, J., and Juve, G. 2010. The ShakeOut Earthquake Scenario: Verification of Three Simulation Sets. *Geophysical Journal International*, Vol 180, N°1, pp. 375-404.
- Boore, D. M., 2003. Simulation of Ground Motion Using the Stochastic Method. *Pure and Applied Geophysics*, Vol 160, N° 3-4, pp. 635-676.
- Frankel, A. and Vidale, J. 1992, A Three-Dimensional Simulation of Seismic Waves in the Santa Clara Valley, California, from the Loma Prieta Aftershock. *Bulletin of the Seismological American Society*, Vol 82, N° 5, pp. 2045-2074.
- Graves, R., Jordan, T., Callaghan, S., Deelman, E., Field, E., Juve, G., Kesselman, C., Maechling, P., Mehta, G., Milner, K., Okaya, D., Small, P., and Vahi, K. 2011. CyberShake: A Physics-Based Seismic Hazard Model for Southern California. *Pure and Applied Geophysics*, Vol 168, N° 3-4, pp. 367-381.
- Irikura, K. and Kamae, K. 1994. Estimation of strong ground motion in broad-frequency band based on a seismic source scaling model and an empirical Green's function technique. *Ann. Geofisc.*, Vol 37, N° 6, pp. 1721-1743.
- Jones, L., Bernknopf, R., Cox, D., Goltz, J., Hudnut, K., Mileti, D., Perry, S., Ponti, D., Porter, K., Reichle, M., Seligson, H., Shoaf, K., Treiman, J., and Wein, A., 2008. The ShakeOut scenario. *Tech. Rep. USGSR1150, CGS-P25*, U.S. Geological Survey and California Geological Survey.
- Moczo, P., Kristek, J., Galisb, M., Pazaka, P., and Balazovjecha, M. 2007. The Finite-Difference and Finite-Element Modeling of Seismic Wave Propagation and Earthquake Motion. *Acta Physica Slovaca*, Vol 57, N° 2, pp. 177-406.
- Olsen, K., Day, S., Minster, J., Cui, Y., Chourasia, A., Faerman, M., Moore, R., Maechling, P., and Jordan, T. 2006. Strong shaking in Los Angeles expected from southern San Andreas earthquake. *Geophysical Research Letters*, Vol 33, N° 7, pp. 1-4.
- Olsen, K., Day, S., and Minster, J., 2009. ShakeOut-D: ground motion estimates using an ensemble of large earthquakes on the southern San Andreas fault with spontaneous rupture propagation. *Geophysical Research Letters*, Vol 36, N° 4. doi:10.1029/2008GL036832.
- Pitarka, A. 1999. 3D Elastic Finite-Difference Modeling of Seismic Motion Using Staggered Grids with Nonuniform Spacing. *Bulletin of the Seismological American Society*, Vol 89, N° 1, pp. 54-68.
- Porter, K., Hudnut, K., Perry, S., Reichle, M., Scawthorn, C., and Wein, A. 2011. Foreword. *Earthquake Spectra*, Vol 27, N° 2, pp. 235-237.
- Restrepo, D. and Bielak, J. 2014. Virtual Topography - A Fictitious Domain Approach for Analyzing Free-surface Irregularities in Large-Scale Earthquake Ground Motion Simulation. *International Journal for Numerical Methods in Engineering. International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol 100, N° 7, pp. 504-533.
- Schlesinger, S., Crosbie, R. E., Gagné, R. E., Innis, G. S., Lalwani, C. S., Loch, J., Sylvester, R. J., Wright, R. D., Kheir, N., and Bartos, D. 1979. Terminology for model credibility. *Simulation*, Vol 32, N° 3, pp. 103-104.
- Sargent, R., 2005. Verification and validation of simulation models. *Proceedings of the Winter Simulation Conference*, Orlando, FL, 130–143. doi:10.1109/WSC.2005.1574246.
- Seriani, G. and Priolo, E. 1994. Spectral element method for acoustic wave simulation in heterogeneous media, Finite Elements. *Anal. Des.*, Vol 16, N° 3-4, pp. 337-348.
- Taborda, R., Lopez, J., O'Hallaron, D., Tu, T., and Bielak, J. 2007. A review of the current approach to CVM-Etrees. *Proceedings and Abstracts of the 2007 SCEC Annual Meeting*.
- Taborda, R., and Bielak, J. 2013. Ground-motion simulation and validation of the 2008 Chino Hills, California, earthquake. *Bulletin of the Seismological American Society*, Vol 103, N° 1, pp. 131-156. doi: 10.1785/0120110325.
- Taborda, R., and Bielak, J., 2011. Large-Scale Earthquake Simulation: Computational Seismology and Complex Engineering Systems. *Computing in science and engineering*, 13(4), 14–27, doi: 10.1109/MCSE.2011.19
- Taborda, R., and Bielak, J., 2014. Ground-Motion Simulation and Validation of the 2008 Chino Hills, California, Earthquake Using Different Velocity Models *Bulletin of the Seismological Society of America*, 104(4), 1876–1898, doi: 10.1785/0120130266
- Taborda, R., López, J., Karaoglu, H., Urbanic, J., and Bielak, J. 2010. Speeding Up Finite Element Wave Propagation for Large-Scale Earthquake Simulations, Carnegie Mellon University, Parallel Data Lab. Reporte Técnico CMU-PDL-10-109.
- Taborda R. and Roten D., 2015. Physics-Based Ground-Motion Simulation. *Encyclopedia of Earthquake Engineering*. In press.
- Tu, T., Yu, H., Ramírez-Guzmán, L., Bielak, J., Ghattas, O., Ma, K., and O'Hallaron, D. 2006. From Mesh Generation to Scientific Visualization: An End-to-End Approach to Parallel Supercomputing. *Proceedings of the ACM/IEEE International Conference for High Performance Computing, Networking, Storage and Analysis*, IEEE Computer Society.



- Working Group on California Earthquake Probabilities. 2008. The uniform California earthquake rupture forecast, Version 2 (UCERF 2). Tech. Rep. USGS OFR-2007-1437, CGS SR-203, SCEC C-1138, U.S. Geological Survey in cooperation with the California Geological Survey and the Southern California Earthquake Center.
- Yamin, L., Ghesquiere, F., Cardona O., y Ordaz M. 2013. *Modelación probabilista para la gestión del riesgo de desastre. El caso de Bogotá, Colombia*. Banco Mundial, Universidad de los Andes.



Evaluación probabilista y espectral de la amenaza sísmica de Colombia y su uso en el nuevo código de puentes

Probabilistic and spectral seismic hazard assessment of Colombia and its use in the new code of bridges

Mario A. Salgado-Gálvez¹⁻³, Gabriel A. Bernal¹⁻³, Daniela Zuloaga¹⁻³ y Omar Darío Cardona^{1-2-3*}

¹Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Comité AIS-300

²Profesor Asociado, Universidad Nacional de Colombia, Manizales, Colombia

³INGENIAR: Grupo de Consultoría.

RESUMEN

En el marco de la actualización del Código Colombiano de Puentes, el Comité AIS-300 ha realizado una evaluación de la amenaza sísmica en roca a nivel nacional utilizando información actualizada con respecto al Estudio General de Amenaza Sísmica realizado para el Reglamento NSR-10, en términos del catálogo utilizado, con 5 años más de información y las relaciones de atenuación de movimiento fuerte, calibradas a partir de registros locales. Para la presente actualización se ha evaluado la amenaza sísmica con un enfoque probabilista y espectral con el objetivo de establecer los valores de los coeficientes sísmicos de diseño, denominados ahora como PGA, Ss y S1, asociados, en esta ocasión, a una probabilidad de excedencia del 7% en 75 años, lo que equivale, aproximadamente, a un período de retorno promedio de 975 años.

Palabras clave: Evaluación probabilista, amenaza sísmica, Código Colombiano de Puentes.

ABSTRACT

In the framework of the update of the Colombian Code of Bridges, the Committee AIS-300 has developed a seismic hazard assessment at bedrock level, using updated information, if compared with the latest General Study on Seismic Hazard conducted for the Seismic Building Code, NSR-10, in terms of the employed catalog, with 5 years of additional information and the ground motion prediction equations, calibrated with local accelerograms. For this update, seismic hazard has been assessed with a probabilistic and spectral approach in order to define the values of the seismic coefficients denoted now as PGA, Ss and S1, associated, in this occasion to a probability of exceedance of 7% in 75 years, which is equivalent, approximately, to a mean return period of 975 years.

Keywords: Probabilistic assessment, seismic hazard, Colombian Code of Bridges.

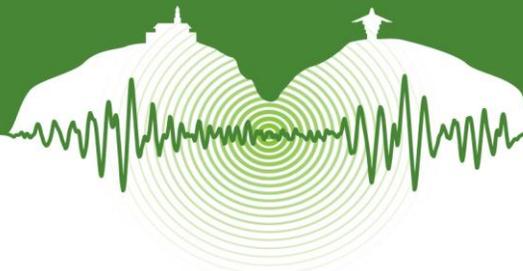
1 INTRODUCCIÓN

En la versión anterior del Código Colombiano de Puentes, CCP, la forma espectral se definía a partir de un único coeficiente sísmico, expresado en términos de la aceleración máxima del terreno (Aa) asociado a una probabilidad de excedencia del 10% en un lapso de 50 años, lo que equivale, aproximadamente, a un período de retorno promedio de 475 años. Para la presente actualización se ha evaluado la amenaza sísmica con un enfoque probabilista con el objetivo de establecer los valores de los coeficientes sísmicos de diseño denominados como PGA, Ss y S1 asociados, en esta ocasión, a una probabilidad de excedencia del 7% en un lapso de 75 años, lo que equivale, aproximadamente, a un período de retorno promedio de 975 años. El coeficiente PGA corresponde a la aceleración máxima del terreno (0.0 segundos) mientras que Ss y S1 corresponden a los valores de la amenaza, asociados a los períodos de vibración iguales a 0.2 y 1.0 segundos respectivamente.

2 ACTUALIZACIÓN DE LA AMENAZA

Para este caso se han utilizado las mismas fuentes sismogénicas del estudio realizado en 2010. Para cada una de ellas, se ha conservado tanto la misma geometría como el mismo modelo geométrico, que, corresponde al conocido como área fuente. En resu-

* odcardonaa@unal.edu.co



men, se consideran un total de 38 fuentes sismogénicas, de la cuales 33 corresponden a fuentes asociadas con sismicidad superficial (eventos con profundidad entre 0 y 60 km) mientras las 5 restantes dan cuenta de la sismicidad profunda (eventos con profundidad mayor a 60 km).

2.1 Catálogo y parámetros de sismicidad

Un cambio con respecto al estudio del 2010 es el catálogo de eventos que se acá se utiliza para la parametrización de las fuentes. En el anterior estudio, el catálogo tenía corte a 28 de diciembre de 2008 mientras que el que aquí se ha utilizado tiene corte a 31 de mayo de 2013. Para incluir estos casi 5 años de información adicional se ha utilizado información reportada por National Earthquake Information Center del Servicio Geológico de los Estados Unidos de América (NEIC-USGS) y del catálogo desarrollado por el International Seismological Centre en el marco del proyecto Global Earthquake Model (ISC-GEM). Para el cálculo de la amenaza se asume un modelo de sismicidad de Poisson, por lo que para garantizar la compatibilidad con la suposición de independencia entre los eventos se ha realizado un procedimiento de remoción de réplicas y premonitorios sobre la información de sismos históricos adicional. El año de inicio de completitud del catálogo, por usarse la misma magnitud umbral del estudio de 2010 es la misma. Tras la remoción de réplicas se cuenta con un total de 7.650 eventos, los cuales son alrededor de 250 más de los existentes en el estudio de 2010.

En cuanto a los parámetros de sismicidad se ha mantenido una magnitud umbral (M_0) igual a 4.0 mientras que para el cálculo de los parámetros a y b (denotados acá como λ_0 y β respectivamente) de la curva de recurrencia de Gutenberg y Richter se ha utilizado la metodología estadística de máxima verosimilitud. El valor b (β), por tratarse de una función desconocida, es considerado como una variable aleatoria, por lo que para considerar la incertidumbre asociada a este adicional al valor esperado, se calcula su coeficiente de variación. Los valores de magnitud última asociada a cada fuente se mantienen iguales a los del estudio de 2010; dado que existe incertidumbre en la estimación de estos, adicionalmente se asume un valor de desviación estándar de 0.2 para cada una de las fuentes y se considera que siguen una distribución normal. La Tabla 1 presenta los parámetros de sismicidad para las 38 fuentes consideradas en el presente análisis.

Tabla 1: Parámetros de sismicidad para las fuentes sísmicas

Fuente	M_0	λ_0	β	$CV(\beta)$	M_u	σ_{M_u}
Arco de Dabeiba	4.0	2.480	1.605	0.090	6.9	0.2
Bahía Solano	4.0	2.540	1.318	0.089	7.5	0.2
Benioff Intermedia I	4.0	7.720	1.714	0.051	8.0	0.2
Benioff Intermedia II	4.0	3.220	1.431	0.079	8.0	0.2
Benioff Intermedia III	4.0	1.900	2.079	0.103	8.0	0.2
Benioff Profunda	4.0	6.220	2.000	0.057	7.5	0.2
Boconó	4.0	5.200	2.020	0.062	7.4	0.2
Bucaramanga-Santa Marta Norte	4.0	0.140	1.373	0.408	6.5	0.2
Bucaramanga-Santa Marta Centro	4.0	0.700	2.134	0.172	6.5	0.2
Bucaramanga-Santa Marta Sur	4.0	1.920	3.466	0.103	6.9	0.2
Cauca	4.0	4.700	2.574	0.065	7.5	0.2
Cimitarra	4.0	0.640	2.783	0.180	6.5	0.2
Compresión Caribe SE	4.0	0.700	1.651	0.172	6.5	0.2
Compresión Caribe SW	4.0	0.580	2.528	0.189	6.1	0.2
Cuiza	4.0	0.820	1.847	0.158	6.6	0.2
Espíritu Santo	4.0	0.300	1.546	0.267	6.5	0.2
Fallas del Magdalena	4.0	0.300	1.081	0.267	7.0	0.2
Frontal Cordillera Oriental Norte	4.0	1.500	1.558	0.116	8.0	0.2
Frontal Cordillera Oriental Centro	4.0	2.640	1.468	0.087	8.0	0.2
Frontal Cordillera Oriental Sur	4.0	2.280	2.049	0.094	8.0	0.2
Garrapatas	4.0	0.320	2.162	0.258	6.5	0.2
Ibagué	4.0	0.320	1.553	0.258	6.9	0.2
Junín	4.0	0.140	2.188	0.408	7.0	0.2
Murindó	4.0	2.800	1.411	0.084	7.5	0.2
Nido Bucaramanga	4.0	30.500	1.804	0.025	6.5	0.2
Normal Panamá-Pacífico	4.0	2.080	1.737	0.098	7.1	0.2
Oca	4.0	1.560	2.060	0.114	6.5	0.2
Palestina	4.0	0.900	1.786	0.151	6.5	0.2
Perijá	4.0	0.540	2.935	0.196	6.5	0.2
Puerto Rondón	4.0	0.260	1.526	0.288	6.7	0.2
Romeral	4.0	1.520	1.872	0.115	7.6	0.2
Romeral Norte	4.0	0.460	1.679	0.213	6.5	0.2
Salinas	4.0	1.340	1.791	0.123	6.5	0.2
Suárez	4.0	0.340	2.329	0.250	6.5	0.2
Subducción Norte	4.0	4.320	1.260	0.068	8.6	0.2
Subducción Centro	4.0	2.740	1.118	0.085	8.6	0.2
Subducción Sur	4.0	17.100	1.923	0.034	8.9	0.2
Uribante-Caparro	4.0	0.820	1.487	0.158	7.0	0.2



2.2 Atenuación sísmica

Dado que los coeficientes sísmicos están asociados a diferentes períodos fundamentales de vibración, se ha seleccionado una ley de atenuación espectral para dar cuenta que, ondas con diferente contenido frecuencial, atenuan de manera diferente. Las leyes de atenuación seleccionadas, también denominadas en el marco del GEM como ecuaciones de predicción del movimiento fuerte (GMPEs en inglés), están basadas en un modelo de espectro fuente y han sido calibradas a partir de la información de registros locales y se considera compatibles con el entorno tectónico Colombiano. Para el efecto se calibró un modelo de atenuación por cada mecanismo focal: cortical y subducción, utilizando información de la red nacional de acelerógrafos. Se emplearon 206 acelerogramas, 87 acelerogramas asociados a 22 terremotos corticales y 119 acelerogramas asociados a 15 terremotos de subducción. Mayor detalle ver artículo de Bernal *et al.* en las memorias del presente congreso. La Figura 1 ilustra el sesgo y la desviación estándar con las leyes de atenuación utilizadas previamente y la actual en el caso de los sismos corticales.

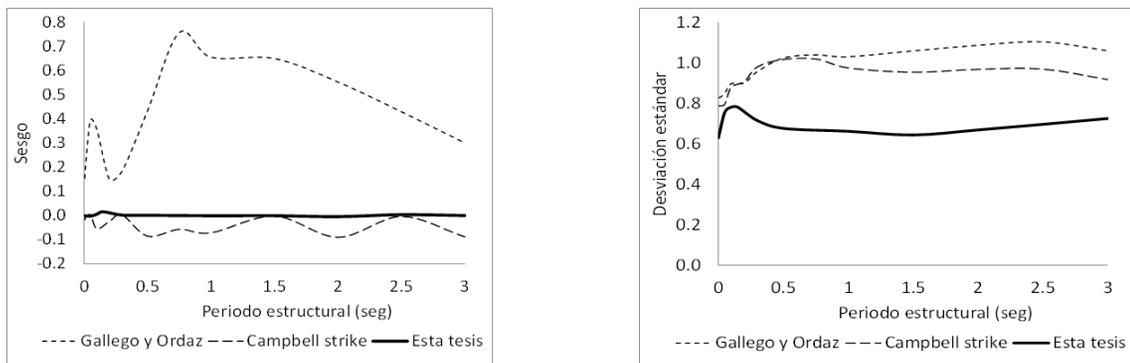


Figura 1: Comparación a la izquierda del sesgo y a la derecha de la desviación de las leyes de atenuación para sismos corticales.

2.3 Cálculo de la amenaza sísmica

Una vez determinados los parámetros de sismicidad de las fuentes y se les ha asociado un modelo de atenuación, es posible realizar el cálculo de la amenaza sísmica para determinar los valores de interés. Esto se realiza considerando para cada punto de análisis la suma de los efectos de la totalidad de las fuentes sísmicas y la distancia entre cada fuente y el sitio donde se encuentra la estructura. La amenaza, expresada en términos de las tasas de excedencia de intensidades a , se calcula mediante la siguiente expresión:

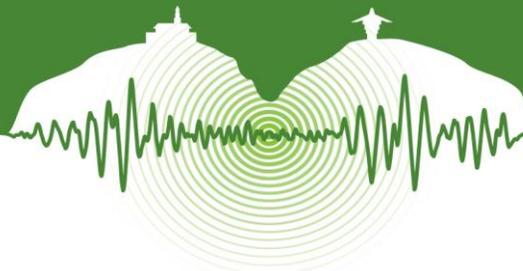
$$v(a) = \sum_{n=1}^N \int_{M_0}^{M_u} -\frac{\partial \lambda}{\partial M} \Pr(A > a | M, R_i) dM \quad (1)$$

donde la sumatoria abarca la totalidad de las fuentes sísmicas N , y $\Pr(A > a | M, R_i)$ es la probabilidad de que la intensidad exceda un cierto valor, dadas la magnitud del sismo M , y la distancia entre la i -ésima fuente y el sitio R_i . Las funciones $\lambda_i(M)$ son las tasas de actividad de las fuentes sísmicas. La integral se realiza desde M_0 hasta M_u , lo que indica que se toma en cuenta, para cada fuente sísmica, la contribución de la totalidad del rango de magnitudes. La distancia máxima de integración para el presente estudio se ha establecido en 500 km al tratarse de un análisis nacional.

La ecuación anterior sería exacta si las fuentes sísmicas fuesen puntos cuando en realidad son volúmenes, por lo que los epicentros no sólo pueden ocurrir en los centros de las fuentes sino, con la misma probabilidad, en cualquier punto dentro del volumen correspondiente. Se debe tomar en cuenta esta situación subdividiendo las fuentes sísmicas en triángulos, en cuyo centro de gravedad se considera concentrada la sismicidad del triángulo. La subdivisión se hace recursivamente hasta alcanzar un tamaño de triángulo suficientemente pequeño como para garantizar la precisión en la integración de la ecuación anterior. En cada una de estas subdivisiones dentro de la misma fuente, el valor de la sismicidad por unidad de área es el mismo. Se asume que conocidas la magnitud y la distancia, la intensidad sigue una distribución de probabilidad lognormal, $\Pr(A > a | M, R_i)$ se calcula entonces de la siguiente manera:

$$\Pr(A > a | M, R_i) = \phi \left(\frac{1}{\sigma_{Lna}} \ln \frac{\text{MED}(A | M, R_i)}{a} \right) \quad (2)$$

Siendo $\phi(\cdot)$ la distribución normal estándar, $\text{MED}(A | M, R_i)$ la mediana de la intensidad dada por la ley de atenuación asociada para un par de magnitud y distancia (M-R) conocido y σ_{Lna} su correspondiente desviación estándar.



La amenaza sísmica se expresa, entonces, en términos de la tasa de excedencia de valores de intensidad sísmica. Como se ha indicado, en este caso la intensidad sísmica, a , se mide para las ordenadas del espectro de respuesta de pseudo-aceleraciones con un 5% de amortiguamiento con respecto al crítico y los periodos naturales de vibración de interés, T .

Para la cuantificación de la amenaza sísmica se ha utilizado el programa de cálculo CRISIS 2014 V1.1 (Ordaz et al., 2014) el cual es mundialmente reconocido y aceptado para este tipo de evaluaciones y de cuyas versiones anteriores se han utilizado anteriormente por el Comité AIS-300 en Colombia.

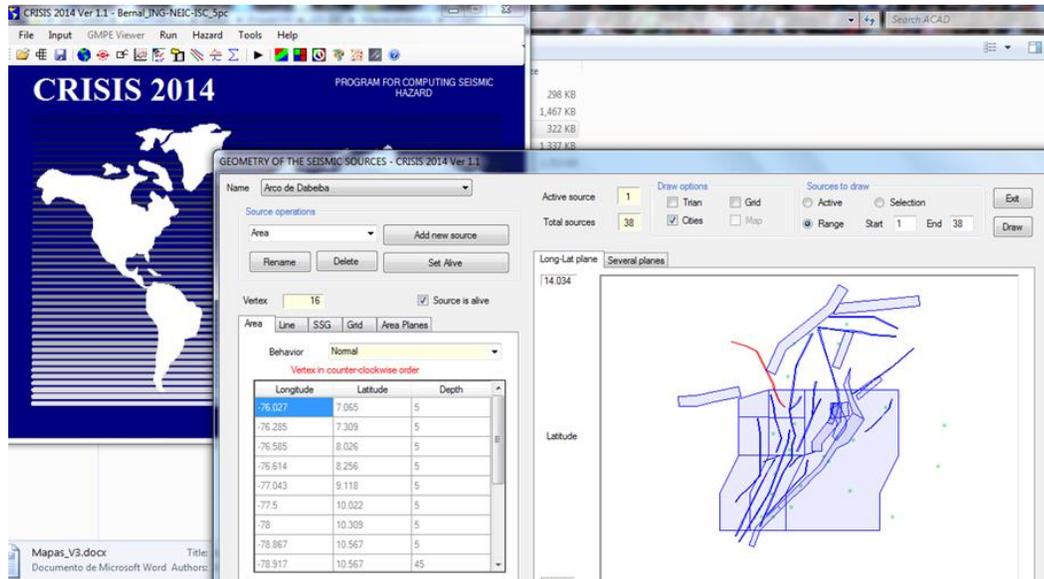


Figura 2: Evaluación de la amenaza sísmica usando el CRISIS 2014 V1.1.

Con los resultados de la evaluación para 975 años de período de retorno promedio y las tres ordenadas espectrales anteriormente mencionadas, se han generado los mapas de zonas de amenaza sísmica para cada uno de los coeficientes sísmicos. Para el coeficiente PGA se han establecido 11 zonas entre 0.05 y 0.55g, para el parámetro S_s se han establecido 14 zonas entre 0.10 y 1.30g mientras que para el parámetro S_1 se han establecido 16 zonas entre 0.05 y 0.75g.

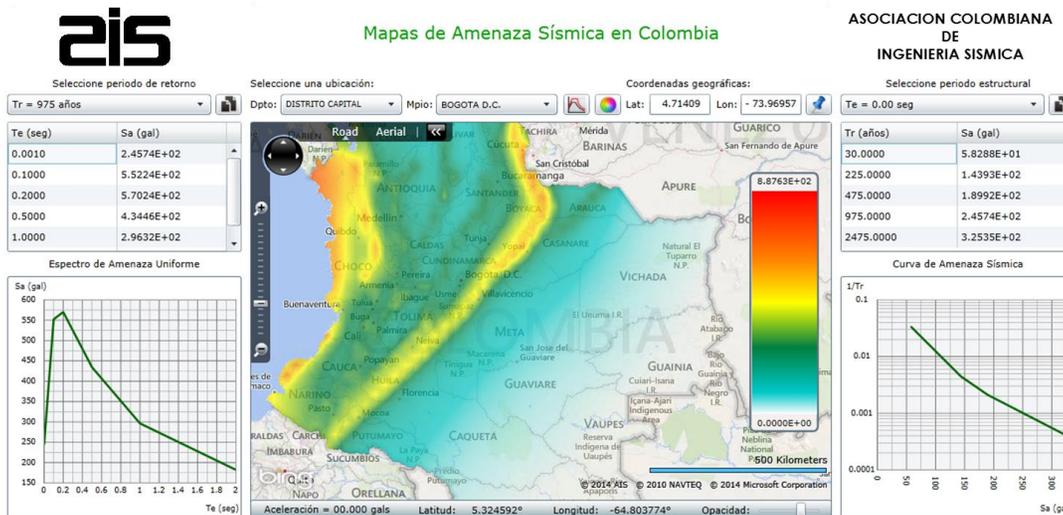
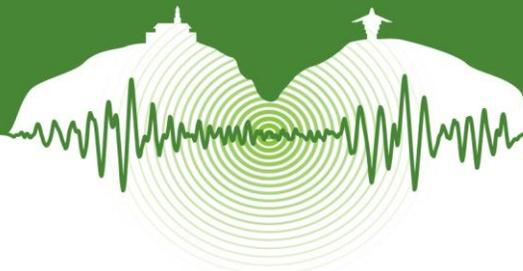


Figura 3: Plataforma de la AIS para obtener los parámetros de la amenaza sísmica del país.



La Figura 3 presenta una imagen de la aplicación Web AIS-2014. Su objetivo principal ha sido poner a disposición de especialistas una herramienta útil que les permita difundir y consultar datos de amenaza sísmica y, calcular espectros de diseño sísmico para distintos reglamentos de construcción vigente en Colombia (AIS-180, CCP y NSR-10). Identificando el lugar, municipio o las coordenadas geográficas de la ubicación del puente o del edificio es posible determinar los valores de los espectros y de los coeficientes sísmicos con los cuales se puede diseñar (Leonardo-Suárez 2014). Esta plataforma Web facilita el procedimiento establecido en las normas y está disponible en el siguiente URL de la AIS: <http://201.244.179.21:8000/AIS-2014/AIS.html>

CONCLUSIONES

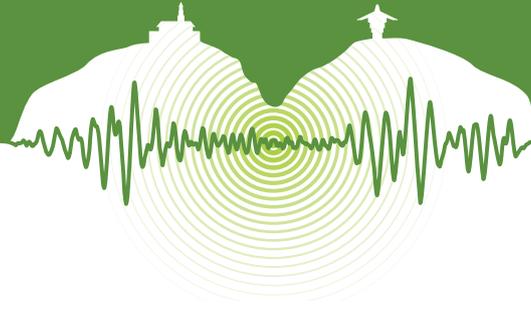
La amenaza sísmica de Colombia ha sido actualizada por el Comité AIS-300 para las Normas NSR-10, tanto para los requisitos establecidos en el Título A como para el uso de requisitos internacionales utilizando el documento AIS-180 (según lo establecido en las disposiciones del ASCE 07). Igualmente para efectos del Código Colombiano de Puentes, la amenaza sísmica ha sido definida teniendo en cuenta las particularidades para este tipo de estructuras e incluyendo nuevos datos y avances de la sismología y la ingeniería sísmica y estructural.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se realizó en el marco del proyecto mediante el cual las Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS, llevó a cabo la actualización del Código Colombiano de Puentes con el apoyo financiero del Instituto de Nacional de Vías, INVIAS, y el Ministerio de Transporte.

REFERENCIAS

- AIS. 2010. *Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia*. Comité AIS-300.
- AIS. 2010. *Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR-10*. Comité AIS-100.
- AIS. 2013. *Determinación de las Fuerzas Sísmicas de Diseño de Acuerdo con ASCE 7-10*, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Bogotá D.C., Colombia. Apéndice A (en proceso de revisión)
- AIS. 2014. *Código Colombiano de Puentes*. Comité AIS-200.
- Bernal, G.A., Ordaz, M.G., Salgado, M.A., Cardona, O.D., y Barbat, A.H. 2015. Procedimiento numérico para la calibración de un modelo de espectro de fuente para la obtención de funciones de atenuación y su aplicación en Colombia. Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS, Universidad de los Andes, Bogotá.
- Ordaz, M., Martinelli, F., Aguilar, A., Arboleda, J., Meletti, C., and D'Amico, V. 2014. CRISIS 2014 V1.2. Program for computing seismic hazard. Insitituto de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Salgado-Gálvez, M.A., Bernal, G., Yamín, L., y Cardona, O. 2010. Evaluación de la amenaza sísmica de Colombia. Actualización y uso en las nuevas normas colombianas de diseño sismo resistente NSR-10. *Revista de Ingeniería* N° 32, pp. 28-37.
- Leonardo-Suárez, M. 2014. AIS-2014: Aplicación web para consulta y disseminación de datos de amenaza sísmica y el cálculo de espectros de diseño sísmico en Colombia. AIS, UNAM.



Área temática 2

Respuesta dinámica de suelos e Interacción suelo-estructura-fluido

Incluye: modelos matemáticos del suelo; ensayos de campo y laboratorio para determinar propiedades dinámicas del suelo; métodos numéricos de propagación de ondas sísmicas a través del suelo; microzonificación sísmica de ciudades o regiones; interacción cinemática e inercial entre suelos, estructuras y/o fluidos; análisis sísmico de cimentaciones superficiales y profundas; análisis sísmico de presas, muelles, tanques, etc.



Diseño sísmico de primera línea del metro de Bogotá Seismic design for the first line of the Bogotá Metro.

Jorge Alberto Rodríguez O^{1*}

Jeoprobe SAS, Profesor Asociado Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia

RESUMEN

El diseño sísmico para la primera línea del metro de Bogotá se hizo con base en la evaluación de la amenaza sísmica en términos de los desplazamientos del terreno y su variación tanto a lo largo del proyecto y en profundidad. Los campos de desplazamientos relativos en los primeros 30 m de profundidad estimados de diseño se utilizaron para hacer análisis de interacción suelo-estructura para establecer los incrementos de esfuerzos en las estructuras enterradas resultantes del diseño (túnel, estaciones y tramo de línea entre pantallas). El estudio requirió el análisis de la información de la respuesta sísmica de la sabana de Bogotá no en términos de aceleraciones, y por lo tanto en periodos cortos, sino de desplazamientos en donde las mayores amplitudes corresponden a periodos largos controlados por ondas superficiales. Los registros de la red de acelerógrafos de Bogotá se utilizaron para entender los aspectos fundamentales del problema y para validar y calibrar los modelos de respuesta sísmica del terreno. Los análisis se hicieron para una condición correspondiente a la amenaza sísmica de la norma NSR10 y para un escenario cercano a una condición máxima probable. Para el estudio se desarrolló un modelo de geotecnia sísmica con un nivel de detalle nunca antes visto en la ciudad a lo largo del proyecto, con base en resultados de perforaciones a 50 m de profundidad con recuperación continua de muestras, sondeos con Piezocono, ensayos de Down Hole, y ensayos de laboratorio. También se hicieron sondeos de verificación hasta la roca a lo largo del proyecto para tener una estratigrafía completa y confiable. Se hicieron análisis de respuesta dinámica unidimensional y bidimensional y se evaluaron sus posibilidades y limitaciones para representar el problema.

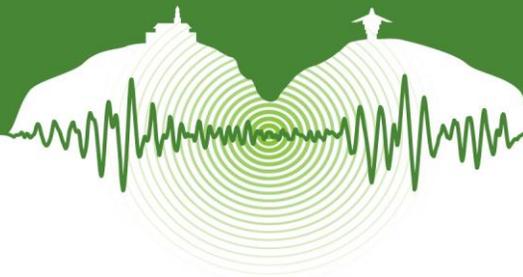
Palabras clave: Diseño sísmico de estructuras enterradas, Interacción suelo estructura.

ABSTRACT

Seismic design for the first line of the metro de Bogotá was made based on the evaluation of the seismic hazard in terms of ground movements and its variation both along the alignment of the project and in depth. Relative displacement design fields in the first 30m depth were used for soil-structure interaction analysis to establish stress increases both in the tunnel and in buried structures required for the project (stations and line between walls). The study required the analysis of the information of the seismic response of the Bogotá Sabana not in terms of accelerations, and therefore in short periods, but of displacements in which greater amplitudes correspond to long periods where surface waves are predominant. The Bogotá accelerometric network records were used to understand the fundamental aspects of the problem, and to validate and calibrate the seismic site response models. The analyses were carried out to assess the movements of the land to a condition corresponding to the NSR10 norm, and for a scenario close to a likely maximum. For the study a geotechnical seismic model was developed with a level of detail never before seen in the city along the project, based on results from drilling at 50 m depth with continuous recovery of samples, soundings with Piezocone and Down Hole and laboratory tests. Also, verification borings down to the rock along the project were made to obtain a reliable and complete stratigraphy. One-dimensional and two-dimensional dynamic response analyses were done and their possibilities and limitations were assessed to represent the problem.

Keywords: Escriba las palabras claves aquí en inglés. Máximo 4 palabras clave.

* Jorge.rodriguez@jeoprobe.com



1 INTRODUCCIÓN

La infraestructura a diseñar para la construcción del proyecto incluye 27 estaciones enterradas, con excavaciones entre 20 y 25 m de profundidad, tramos de túnel de sección circular de 10m de diámetro, y tramos de túnel entre pantallas hasta unos 13 m de profundidad. Todas estas son estructuras enterradas que se verán sometidas a deformaciones por la interacción suelo-estructura durante sismos. El estudio para el diseño sísmico de la primera línea del metro de Bogotá tuvo como propósito la definición de los parámetros para el diseño sísmico.

El criterio básico para el diseño sísmico del proyecto consiste en definir los desplazamientos del terreno en campo libre por efecto de los sismos de diseño y la respuesta del terreno, y calcular la interacción suelo estructura para las estructuras enterradas. Éste es el método que en normas internacionales se conoce como análisis cinemático. Para el análisis de interacción suelo estructura se consideran los modelos estructurales que representan las estructuras y se hace un análisis por métodos de elementos finitos en los que se aplica el desplazamiento en el terreno alrededor de la estructura y se evalúan los efectos de deformaciones empujes y esfuerzos que se generan en la estructura por esta interacción.

Los parámetros fundamentales para el análisis y diseño sísmico del proyecto son la definición de la amenaza sísmica en términos de los sismos de diseño a nivel de roca y la evaluación de los desplazamientos del terreno en los depósitos a lo largo de los cuales se construirá el proyecto, y la evaluación de la interacción suelo estructura para definir los esfuerzos, deformaciones y demás consideraciones a tener en cuenta en el diseño de las estructuras del proyecto. Esta depende de la geometría de las estructuras, la rigidez los suelos y las deformaciones debidas al sismo. Como resultado se obtienen las acciones sísmicas a considerar como uno de los casos de carga para el diseño sísmico de las estructuras del proyecto.

En el presente artículo se hace un resumen de los aspectos relevantes que se tuvieron en cuenta y sus implicaciones para el diseño sísmico del proyecto. El estudio fue realizado por JEoprobe S.A.S (Jeoprobe, 2014), bajo dirección del autor del presente artículo, como parte de los componentes del diseño básico para la primera línea del metro de Bogotá realizado por el consorcio línea 1 constituido por las firmas Euroestudios, Idom y Cano Jimenez, en el 2014 (Consortio Línea 1, 2014).

2 AMENAZA SÍSMICA

La amenaza sísmica a considerar en Bogotá está afectada por dos factores: uno es los sismos que pueden llegar a la Sabana de Bogotá a nivel de roca, y el otro es el efecto de amplificación de los suelos que constituyen la cuenca de la sabana. La amenaza sísmica a nivel de roca tanto en Bogotá como en el resto del país está reglamentada en la norma nacional de construcciones sismo resistentes para el caso de edificios. El nivel de amenaza considerado en la norma es de un 10% de probabilidad excedencia en 50 años. En el caso de estructuras diferentes a edificios, o especiales, se debe estudiar de forma particular. Para el proyecto del Metro se consideraron dos niveles de amenaza. Uno correspondiente al de la norma para edificios, y otro obtenido a partir de una evaluación pseudo- determinística de los posibles niveles máximos de movimiento del terreno en la ciudad a nivel de roca. De acuerdo con la norma local (NSR10, Decreto 926 de 2010) el nivel de amenaza para Bogotá es intermedio, caracterizado por aceleraciones de diseño esperadas a nivel de roca con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años de 0.15 g.

La sabana de Bogotá, en donde se construirá el proyecto, está conformada por un depósito que se ha formado en el transcurso de los últimos 3 millones de años como consecuencia del llenado de una cuenca tectónica con sedimentos de origen aluvial, lacustre y de piedemontes. Estos son depósitos no consolidados de espesor variable que a lo largo del proyecto alcanzan hasta 300 m de profundidad. Debido a los espesores significativos, la respuesta sísmica se ve fuertemente modificada por estos suelos, y además por las condiciones geométricas de la cuenca (Rodríguez, 2013). Por lo tanto, para cualquier obra en la ciudad es necesario considerar las condiciones sísmicas locales.

La microzonificación sísmica de Bogotá es una norma basada en el estudio de la respuesta sísmica local en Bogotá por más de 20 años, y está reglamentada por el decreto 523 de 2010 de la Alcaldía de Bogotá. Esta norma define una zonificación sísmica para la ciudad con los parámetros de diseño correspondientes. Adicionalmente dicha norma define la amenaza sísmica que se debe considerar para proyectos en la ciudad en términos de espectros de amenaza uniforme a nivel de roca, espectros a nivel de superficie en las diferentes zonas, y los acelerogramas representativos de dicha amenaza a nivel de roca que se deben utilizar para los estudios de respuesta sísmica local que se hagan en la ciudad. La norma adicionalmente también especifica la forma como se deben realizar dichos estudios de respuesta. Esta especificación corresponde con la práctica normal para este tipo de estudios y el estado del conocimiento a nivel internacional. La norma por otra parte también indica que su aplicación es exclusivamente para edificios.

Para definir la amenaza sísmica que se utilizó concretamente para el diseño, se tomó como base la amenaza sísmica definida en la microzonificación sísmica de Bogotá, y por medio de análisis de ecuaciones de atenuación reportadas en la literatura técnica in-



ternacional, comparadas con los registros de la red de acelerógrafos nacional y local, así como con los sismos ya definidos para el nivel de amenaza de la norma para edificios, se extrapoló para una condición correspondiente al sismo que representa la mayor amenaza y la condición máxima probable para la ciudad Bogotá. Esta condición extrema correspondió a desplazamientos del terreno a nivel de roca del orden del doble de las condiciones para el sismo de la norma para edificios como se muestra en la Fig. 1.

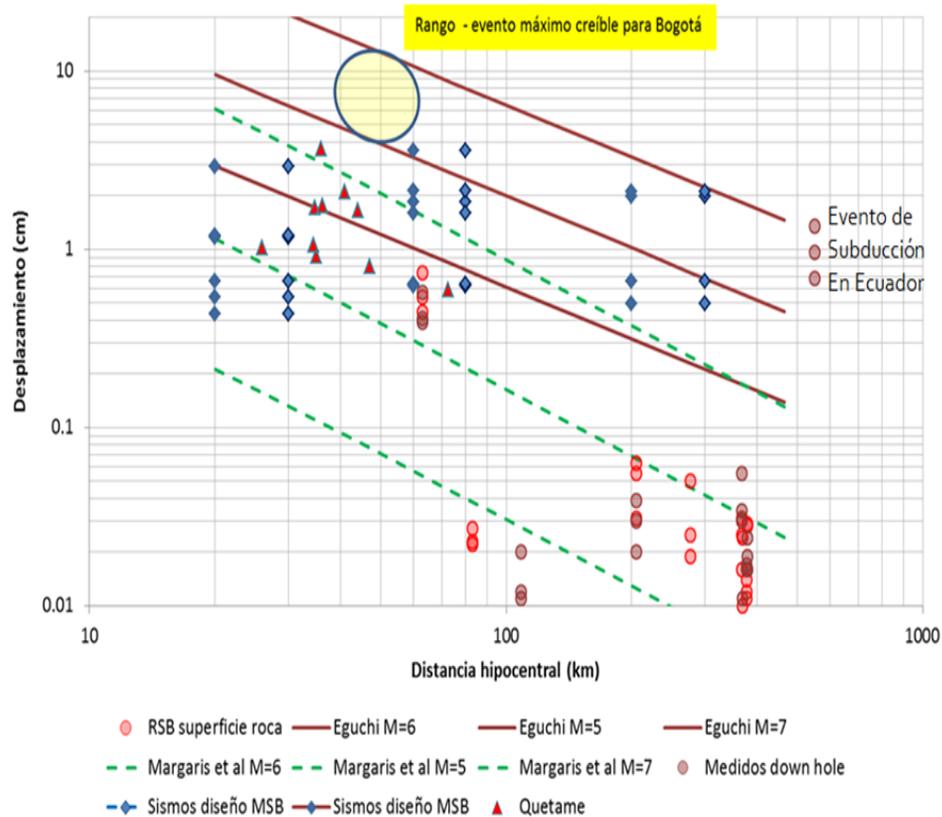
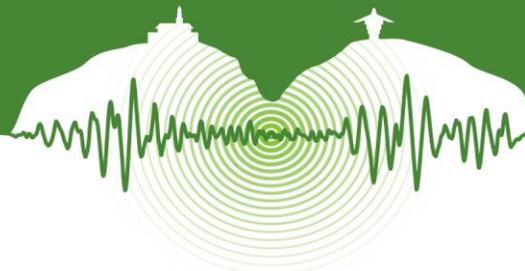


Figura 1: Rango de desplazamientos de eventos sísmicos registrados y posibles para Bogotá.

3 PARÁMETROS DE DISEÑO

En el caso del proyecto del metro se requiere definir niveles de movimiento en términos de desplazamientos del terreno y su variación con la profundidad y a lo largo del proyecto, debido a que las estructuras enterradas van a estar afectadas por la interacción que se genera entre el suelo y la estructura en el momento del sismo. La norma existente únicamente se refiere a los espectros de aceleración para diseño, lo cual sirve para calcular las fuerzas inerciales de una estructura que está colocada sobre el terreno y que debido a dicho movimiento se va a ver sometida a unas fuerzas asociadas con su respuesta dinámica, pero no para estructuras enterradas. Esto implica que para las estructuras del proyecto es necesario desarrollar los parámetros de diseño en términos de desplazamientos del terreno.

Los análisis realizados para el proyecto muestran que los mayores niveles de desplazamiento corresponden a las componentes del movimiento que tienen periodos más largos. Esto corresponde a la zona del espectro de movimiento en donde las aceleraciones son menores, dado que las mayores aceleraciones ocurren a periodos bajos debido a los mayores niveles de energía en esas componentes del movimiento en los sismos a nivel de roca, y que además corresponden a efectos de amplificación por suelos relativamente rígidos y de bajo espesor como lo que ocurre en zonas de piedemonte perimetrales a la cuenca de la sabana. A periodos largos (longitudes de onda de centenares de metros) se aprecia en la respuesta de los suelos de la sabana de Bogotá la amplificación que se origina debido a la baja rigidez de los suelos y los espesores grandes de los mismos. Esta amplificación por



otra parte, corresponde a ondas de tipo superficial, que tienen componentes de movimiento importantes en las tres direcciones, y no solamente en dirección horizontal. Estos efectos se ilustran en la Fig. 2 para el caso de los suelos lagunares profundos y blandos en la zona norte con base en el registro de la estación de Usaquén de la red de acelerógrafos de Bogotá para el sismo de Quetame. En la Fig. 3 se muestran los resultados correspondientes a la estación Kennedy, en donde los suelos son aún más profundos, pero mucho más rígidos, representativos de las condiciones de los tramos 1 y 2 del proyecto, desde el inicio hasta el centro de Bogotá. En estas figuras se muestran los resultados que se obtienen de los análisis de respuesta unidimensional junto con los registros reales, para las dos componentes principales de movimiento del sismo, en la dirección de propagación este oeste, y en la dirección perpendicular norte sur. Se puede ver como en todos los casos menos en el componente norte sur de la estación Kennedy, la respuesta está controlada por los movimientos que ocurren posteriores al paso del sismo, es decir por ondas superficiales generadas en la respuesta del depósito, con duración y amplitud significativamente mayor que lo calculado en análisis unidimensionales. Estos análisis se hicieron con los perfiles detallados de los suelos en cada uno de los sitios obtenidos de las exploraciones geotécnicas realizadas para el proyecto.

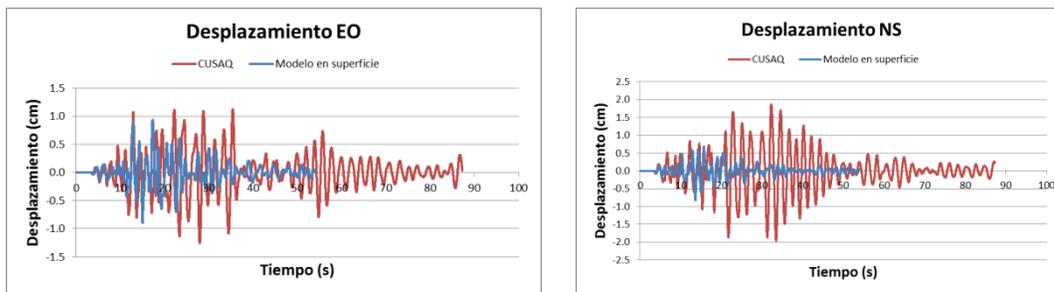


Figura 2: Historia de desplazamientos calculada en sentido NS, EO y medido en la estación CUSAQ. Zona norte con suelos blandos profundos al final del proyecto.

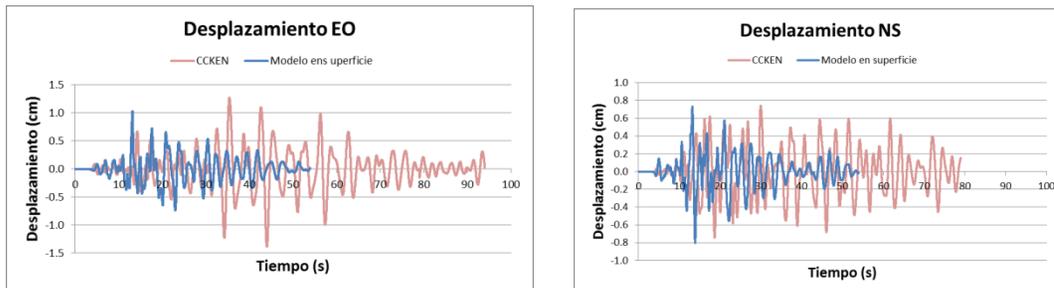
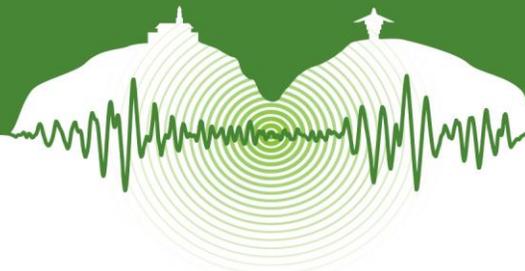


Figura 3: Historia de desplazamientos calculada en sentido NS, EO y medido en la estación CCKEN. Zona sur al comienzo del proyecto con suelos profundos de mayor rigidez.

Dado que las ondas superficiales controlan los desplazamientos del terreno, metodológicamente esto significa una dificultad para el estudio dado que la evaluación de este tipo de ondas sólo se puede hacer por medio de modelos bidimensionales o tridimensionales que son difíciles de realizar a nivel de la cuenca completa de la sabana lo cual sería necesario para poder representar adecuadamente las condiciones de frontera del problema. Adicionalmente, los modelos existentes para análisis de respuesta dinámica en geotecnia están diseñados para el análisis de casos de extensión limitada (situaciones puntuales), y no para análisis de gran Extensión. Existen soluciones y modelos de elastodinámica para hacer análisis a nivel de cuenca, pero requieren de súper computadores y recursos que están por fuera del alcance del diseño de un proyecto de ingeniería. Dichos modelos por otra parte tampoco pueden representar en mucho detalle la estratigrafía compleja que se tiene en una cuenca como la de la Sabana de Bogotá. Por lo tanto, para definir los parámetros de diseño, fue necesario recurrir a la información real registrada en la red sísmica de acelerógrafos de Bogotá, y desarrollar un método que permitiera extrapolar la información que se tiene para sismos de moderada magnitud, y llevarla al nivel de los sismos de diseño.

El enfoque que tiene la reglamentación de la microzonificación sísmica de Bogotá para evaluar los parámetros de diseño es el de calcular funciones de amplificación que representen el comportamiento del terreno, y utilizar dichas funciones de amplificación sobre los parámetros básicos de amenaza sísmica a nivel de roca que se han definido. Para el proyecto se siguió la misma filosofía en el sentido de que se buscó identificar la relación entre los resultados de los análisis de respuesta dinámica unidimensional, que son incapaces de representar las ondas superficiales, pero que capturan la esencia del comportamiento dinámico del suelo, y estos



resultados se compararon con los resultados medidos en las estaciones de la red sísmica de Bogotá para el sismo de Quetame que es el sismo de mayor intensidad que se ha registrado en dichas estaciones, para definir factores de corrección a aplicar a los resultados de los análisis 1D para representar lo medido en la realidad.

Posteriormente se evaluó la respuesta del terreno para los sismos de diseño en análisis unidimensionales y los desplazamientos máximos del terreno obtenidos en dichos análisis se multiplicaron por los factores de corrección calibrados para tener un estimado de los desplazamientos máximos reales durante los sismos de diseño.

Adicionalmente se hicieron análisis bidimensionales en secciones representativas del comportamiento del depósito de la sabana en dirección oriente - occidente en dos zonas representativas de las condiciones por donde transcurre el proyecto, para de esta manera evaluar los desplazamientos longitudinales relativos que pueden ocurrir a lo largo de la línea. Para lograr representar el problema de la propagación de un frente de ondas en el depósito y la respuesta del mismo, fue necesario aplicar movimiento de entrada en la frontera lateral del modelo. Al aplicar el movimiento en la base del modelo, usualmente se hace los resultados que se obtienen son completamente irreales. Aún en el caso considerado las condiciones de frontera no son exactamente representativas de las condiciones del problema y los resultados tienen algunas limitaciones. En la Fig. 4 se ilustra la localización del proyecto, los sitios donde se hicieron sondeos profundos, y la sección de análisis considerada para el tramo sur que cubre los sectores 1 y 2 del proyecto.

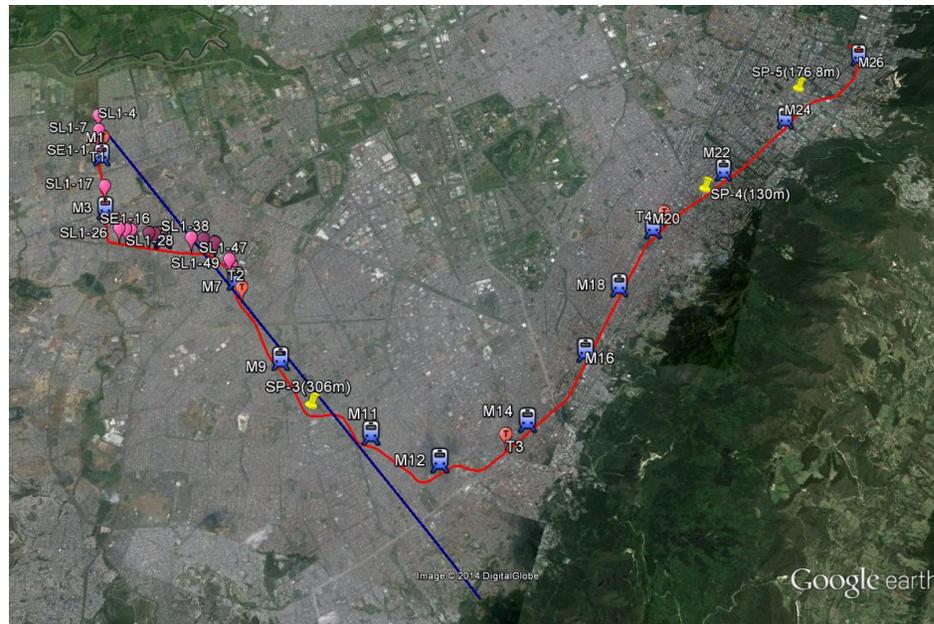


Figura 4: Sección de análisis sur, localización de sondeos profundos y estaciones.

La Fig. 5 ilustra el patrón de movimiento calculado con el modelo de la zona sur, construido con base en la información de la exploración geotécnica y los sondeos profundos. Debido a que es un modelo muy grande (10 km), y debido a limitaciones computacionales, no es posible tener un grado de detalle grande en la estratigrafía. Esto sin embargo no afecta seriamente los resultados en los rangos de longitud de onda de ocurren los mayores desplazamientos que son los de interés para este problema. Los resultados muestran que efectivamente la respuesta está controlada por ondas superficiales tipo Rayleigh en este caso que tiene componentes tanto vertical como horizontal significativos en el movimiento.

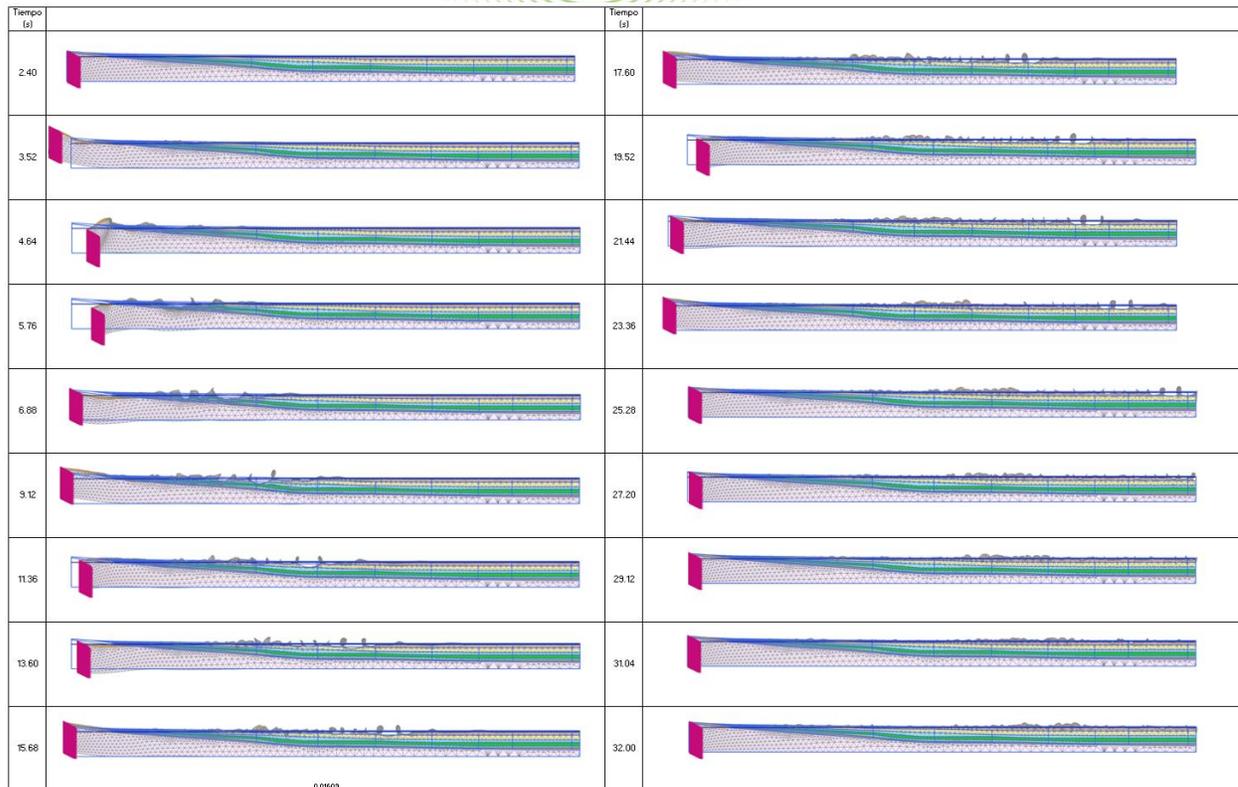
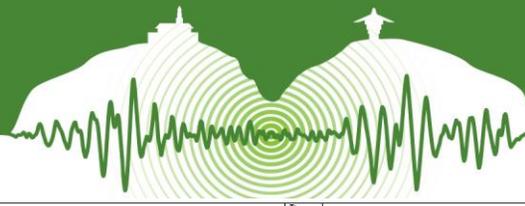


Figura 5: Patrones de desplazamiento en el tiempo a lo largo de la sección de análisis sur.

En la Fig. 6 se ilustran los resultados de desplazamientos horizontales a la izquierda, y verticales a la derecha, calculados con el modelo bidimensional en estaciones a lo largo de los 10 km del modelo. El valor en la estación 0, corresponde a los datos de entrada del sismo de diseño de Yerbabuena, el cual se escogió porque es de los sismos definidos para los análisis de respuesta local por la norma, el que produce los mayores desplazamientos del terreno. Los resultados muestran como la respuesta está compuesta por movimiento en dirección tanto horizontal como vertical, que se va propagando al interior del modelo como resultado de la excitación en la condición de frontera como ya se indicó. Adicionalmente se observa que se generan vibraciones de alta frecuencia debida a las ondas que se refractan y reflejan en los estratos utilizados en el modelo. En el caso real estas vibraciones de alta frecuencia tienen un carácter diferente, debido a que en la realidad el terreno tiene una variabilidad grande y no está compuesto de pocas capas como está definido en el modelo numérico. En todo caso estas variaciones de alta frecuencia no tienen la mayor amplitud que sería la que la respuesta para efectos de desplazamientos en estructuras enterradas.

Por los efectos modelos bidimensionales se utilizaron para estimar la variación de los desplazamientos a lo largo de la línea, algo que no se puede hacer a partir de evaluaciones puntuales y locales. En la Fig. 7 se ilustran resultados del análisis bidimensional para varios momentos en secciones en la superficie del terreno a lo largo del modelo. También se muestran los perfiles de deformaciones relativas a lo largo del modelo para los diferentes momentos considerados. Con base en estos resultados se estimaron las deformaciones relativas a lo largo del alineamiento a considerar en el diseño para efecto de estas entre tramos de túnel y estación o entre las dovelas que conforman el túnel en el caso del túnel construido con tuneladora.

De los análisis de respuesta dinámica se obtuvo también un estimativo de la variación con la profundidad de los desplazamientos máximos en cada uno de los sitios considerados. Se hicieron evaluaciones a lo largo de la línea en sitios representativos con base en los datos de las perforaciones, ensayos de Down Hole, Piezocono, y demás ensayos realizados en la campaña geotécnica. Con base en esta información se definieron los parámetros de diseño en términos de desplazamientos relativos máximos del terreno en los primeros 30 m de profundidad que son los que pueden afectar a las estructuras enterradas del proyecto. En la Fig. 8 se ilustran los resultados de análisis unidimensionales realizados con base en perfiles geotécnicos de las perforaciones tramos representativos a lo largo del alineamiento para cada uno de los sectores. Los resultados corresponden a las deformaciones relativas máxima del terreno en los primeros 30 m de profundidad. Estos perfiles fueron los que se utilizaron como base para aplicar deformaciones diferenciales en el terreno en los análisis de interacción suelo estructura, previamente corregidos por los efectos ya mencionados anteriormente, y para las dos condiciones de amenaza sísmica que se tuvieron en cuenta.

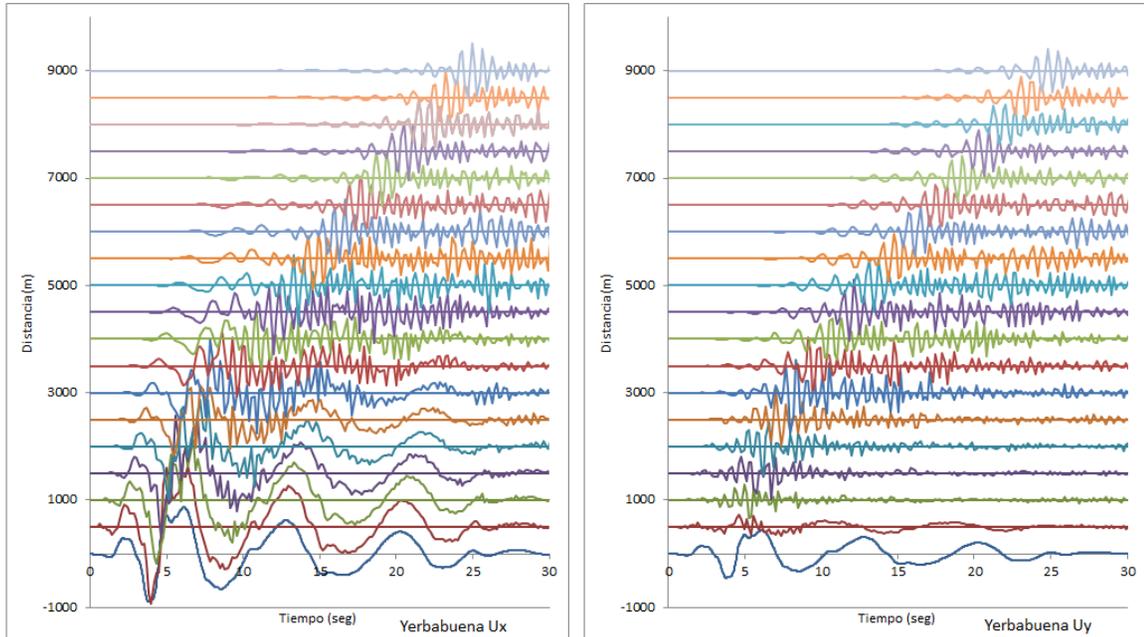


Figura 6: Desplazamientos calculados modelo 2D - sección de análisis sur.

Debe tenerse en cuenta que el parámetro de diseño es el movimiento relativo del terreno en los primeros 30 m de profundidad que es donde se construyen las obras del proyecto. Los desplazamientos totales máximos del terreno considerando el perfil completo profundidad son mayores, en proporción a la profundidad del depósito. La magnitud de los desplazamientos relativos en los primeros 30 m depende de la longitud de onda que produce los desplazamientos máximos en el perfil. En perfiles de gran profundidad se pueden generar ondas de mayor longitud de onda, con lo que resulta que los desplazamientos relativos en los primeros 30 m de profundidad, que es una distancia pequeña con respecto la longitud de onda, son bajos. El efecto más grande se produce cuando el perfil tiene profundidades del orden de 30 a 50 m, lo cual ocurre hacia las zonas de piedemonte principalmente. En el proyecto esto corresponde al final del tramo dos acercándose al centro de la ciudad, y a sectores del tramo tres. Aunque al inicio del proyecto en el tramo uno y parte del dos, y al final del proyecto en parte del tramo cuatro la profundidad de los suelos es mayor, y en particular en el tramo cuatro los suelos son más blandos, y si bien en estos sectores los desplazamientos totales son mayores, resulta que los desplazamientos diferenciales no son tan grandes.

En la Fig. 8 se presenta el resumen de los resultados de los análisis de respuesta unidimensional, y el perfil de análisis de desplazamientos máximos asumidos para el diseño para la condición de amenaza con período de retorno de 475 años. Como se ya se indicó, estos valores se obtienen a partir de los análisis de respuesta unidimensional, aplicándoles el factor de ajuste para las condiciones de respuesta ya discutidos correspondientes para cada sector de acuerdo con sus condiciones geotécnicas y de respuesta. Los parámetros de diseño se homogenizan a lo largo del trazado, porque como se vio en los análisis de respuesta bidimensional, los valores máximos de respuesta no ocurren de forma puntual y diferente con variaciones grandes en tramos cortos debido a la necesaria compatibilidad de deformaciones con los rangos de longitudes de onda que son los que producen la máxima respuesta del terreno. Para la condición del sismo máximo probable, los resultados son del orden del doble de los considerados para la condición básica de amenaza. Con base en estos resultados se hicieron los análisis de interacción suelo estructura para cada una de las estaciones y tramos de túnel del proyecto como se discute a continuación.

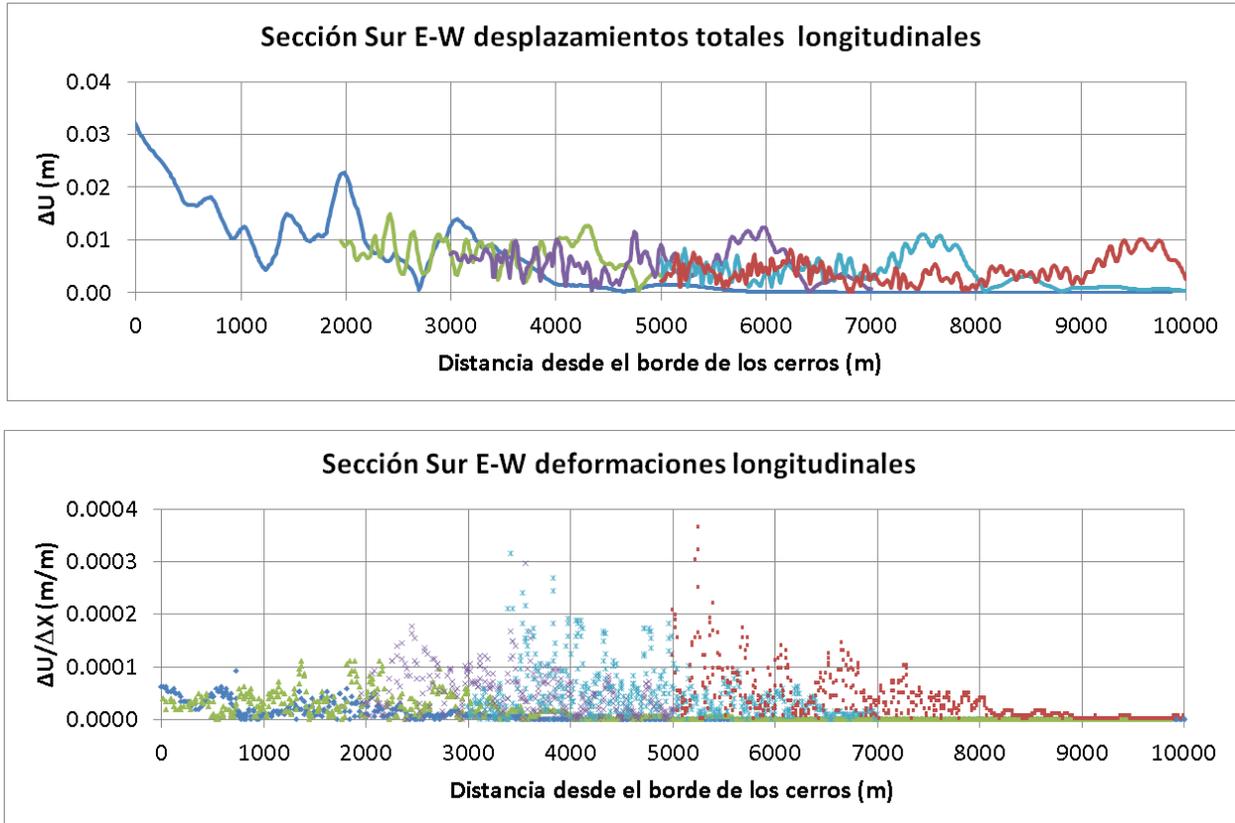


Figura 7: Resultados de desplazamientos totales y deformaciones relativas a lo largo de la sección de análisis sur.

4 ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Los perfiles de deformación relativa con la profundidad se utilizaron junto con los parámetros de amenaza sísmica para hacer análisis detallados de interacción suelo estructura tanto del túnel con tuneladora y túnel entre pantallas, como de las estaciones. En cada caso se utilizó el perfil geotécnico detallado establecido con base en los resultados de la exploración geotécnica.

Los análisis de interacción suelo estructura consistieron en definir un modelo estratigráfico del terreno en cada sitio de acuerdo con las condiciones particulares obtenidas en la exploración geotécnica. Este modelo estratigráfico se usó en un modelo elasto-plástico bidimensional de elementos finitos en el cual también se incorporaron los elementos estructurales representativos de las estructuras, con sus parámetros de rigidez y resistencia pertinentes, así como con sus condiciones de conexión y empotramiento tanto en el terreno como entre los elementos estructurales y los elementos previstos de mejoramiento del terreno (jet grouting), y las condiciones de agua en el terreno. Con el modelo se simuló una condición inicial correspondiente a la construcción de las estructuras y las excavaciones, y luego una condición de sollicitación por sismo, en la que se aplicaron las deformaciones diferenciales laterales del terreno en los bordes externos del modelo correspondientes a las condiciones definidas para diseño. En la Figura 10 se ilustra este tipo de análisis para una sección en túnel con tuneladora. De este análisis se obtuvo la respuesta del sistema, en particular las deformaciones inducidas en los elementos estructurales y los esfuerzos internos resultantes así como las presiones de interacción de dichos elementos con el suelo. Para identificar el efecto únicamente de las condiciones máximas de carga durante sismo, se hace la diferencia entre la situación calculada con las deformaciones debidas al sismo y la condición inicial. En este análisis se consideraron dos condiciones: la del sismo de diseño de acuerdo con la microzonificación sísmica de Bogotá, y otra correspondiente a un escenario de las deformaciones máximas posibles con el sismo estimado de mayor magnitud que se pueda esperar que afecte la sabana de Bogotá.

Los resultados de estos análisis permitieron obtener los parámetros para el diseño estructural en lo que corresponde al componente del sismo, y se hicieron de forma detallada tanto para el diseño del túnel, como para el diseño de las estaciones..

Dentro de los análisis realizados para el proyecto también se consideró el problema de potencial licuación, el cual se encontró que no constituye un riesgo significativo a lo largo del trazado.

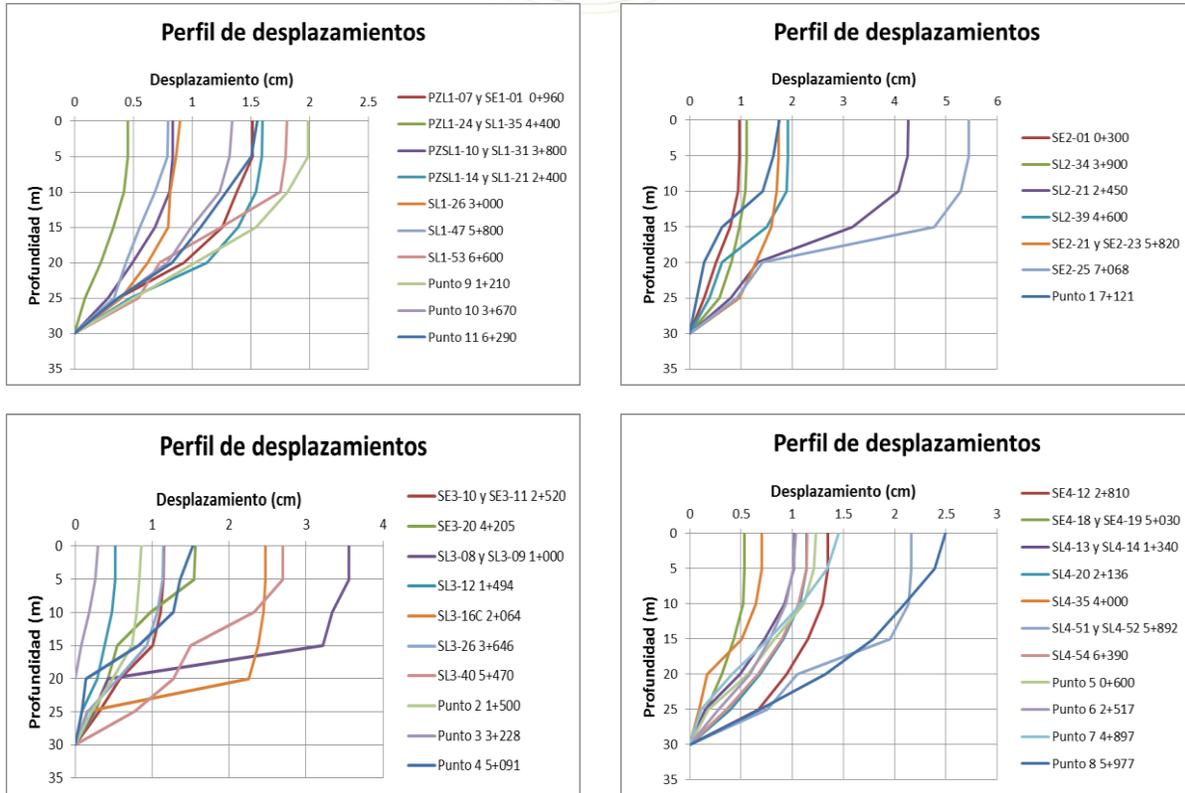
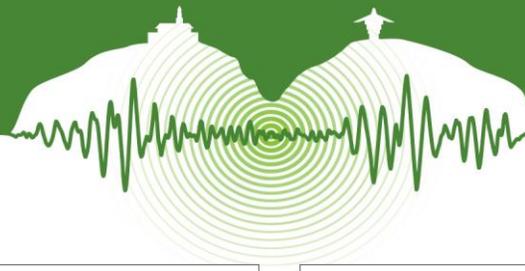


Figura 8: Perfiles de deformación relativa del terreno en los primeros 30m – de izquierda a derecha y de arriba abajo tramos I, II, III y IV calculados en análisis 1D.

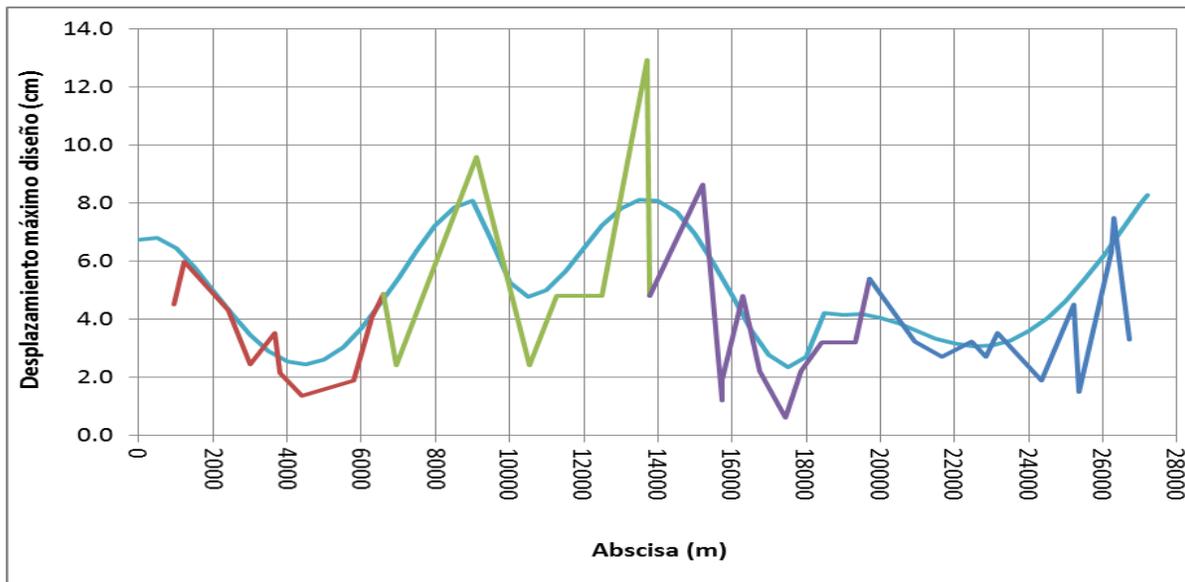


Figura 9: Desplazamientos de diseño adoptados a lo largo del proyecto para el escenario de la NSR10.

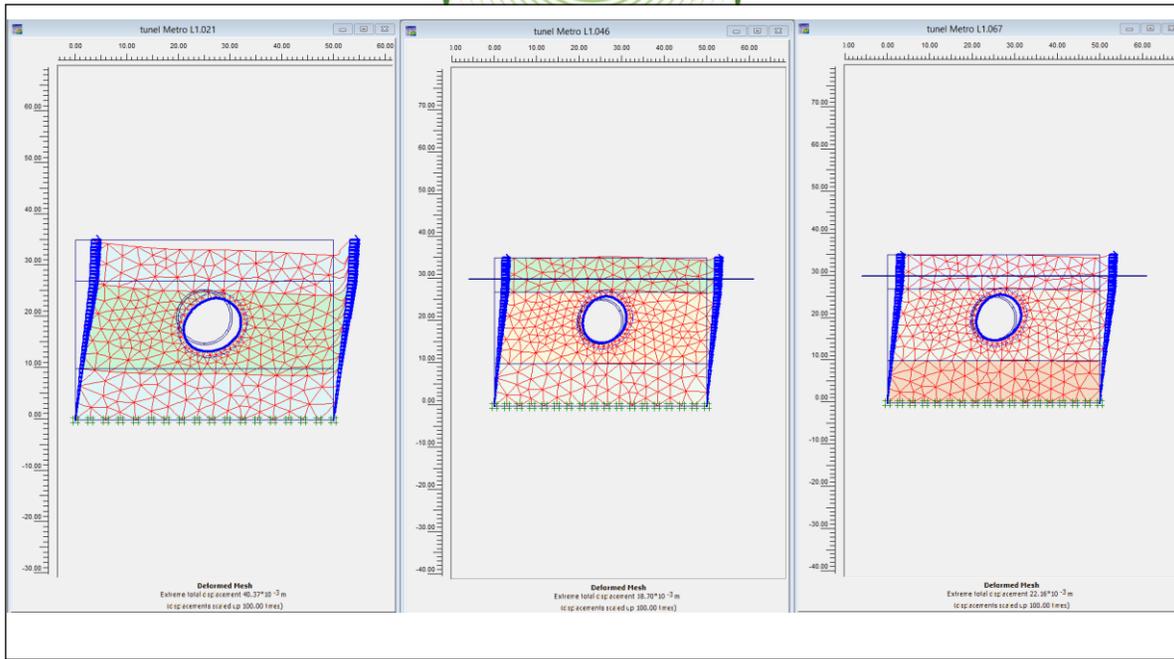
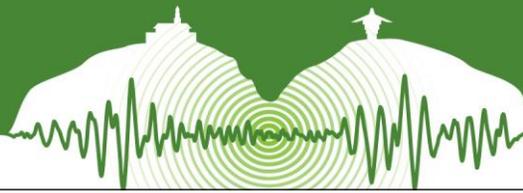


Figura 10: Ilustración de los modelos para análisis de interacción suelo estructura del túnel para tres perfiles simplificados de suelos.

CONCLUSIONES

En el presente artículo se ha hecho un resumen de las consideraciones hechas para definir los parámetros de diseño sísmico para el proyecto del diseño básico de la línea uno del Metro de Bogotá. Se ilustran algunos de los aspectos principales y los resultados de análisis realizados. El enfoque utilizado fue el de evaluar los movimientos del terreno que se pueden presentar debidos al sismo de diseño y en condición máxima probable; y evaluar la interacción entre las estructuras enterradas del proyecto y el terreno considerando los movimientos de diseño calculados. Se encontró que los desplazamientos máximos del terreno están asociados con componentes del movimiento del terreno controlados fundamentalmente por ondas superficiales, y cuyos valores máximos ocurren a períodos altos, en donde las fuerzas son muy bajas. Por esta razón la evaluación que se hace en términos de desplazamientos resulta en parámetros que controlan el diseño en el extremo opuesto del espectro con respecto a lo que se obtiene cuando se hace la evaluación en términos de fuerzas. Los desplazamientos de diseño tienen una fuerte influencia de los efectos topográficos de forma de la cuenca y rigidez de los suelos que no es posible tenerlos del todo en cuenta con los modelos de respuesta que se utilizaron para los análisis, y que hicieron necesario el uso de factores de ajuste obtenidos con base en las mediciones de respuesta real de la red de acelerógrafos de Bogotá para el sismo de Quetame.

Como parte del diseño básico que se hicieron análisis de interacción suelo estructura para todas las estructuras enterradas incluyendo túneles construidos con tuneladora, túneles entre pantallas, y estaciones con el fin de establecer los incrementos de esfuerzos y deformaciones en los elementos estructurales y tenerlos en cuenta como una de las condiciones de carga para los diseños estructurales.

REFERENCIAS

- Consorcio Línea 1. 2014. *Diseño básico para la línea 1 del Metro de Bogotá*.
- Jeoprobe SAS. 2014. *Estudio de Riesgo Sísmico Referido a la Primera Línea Del Metro De Bogotá - Informe De Evaluación General y Recomendaciones de Diseño*.
- Rodríguez J.A. 2013. Análisis de registros de desplazamientos del terreno durante el sismo de Quetame de Mayo de 2008 y aplicaciones para el diseño sísmico de estructuras enterradas. *IV Congreso Colombiano de Ingeniería Sísmica*.



Proyecto piloto para la microzonificación sísmica en Puerto Rico: el caso de Mayagüez

Pilot project for the seismic microzonation in Puerto Rico: the Mayagüez case

Andrés Villarreal^{1*} y Luis E. Suárez²

¹Estudiante Graduado, Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura, Universidad de Puerto Rico, Recinto de Mayagüez, Puerto Rico 00681-9000

²Profesor, Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura, Universidad de Puerto Rico, Recinto de Mayagüez, Puerto Rico 00681-9000

RESUMEN

Para el diseño sísmo resistente de estructuras civiles es común definir las cargas sísmicas mediante espectros de diseño. Por razones prácticas los códigos de diseño sísmico definen los espectros de diseño para cada estado o departamento, aunque en las actualizaciones se comenzaron a definir los espectros por ciudades. En el código UBC-97 que se usó oficialmente en Puerto Rico hasta finales del 2010, se usaba un solo espectro de diseño para toda la isla. Posteriormente, con el código IBC-09, en el que se basa el nuevo código vigente desde 2011, los espectros de diseño cambian de sitio a sitio, o de municipio a municipio en la práctica. Esto es un gran avance dado que el riesgo sísmico no es el mismo para las distintas ciudades debido a la distancia a las fallas activas de una u otra localidad. A pesar de estas mejoras, dentro de un mismo municipio las condiciones geotécnicas y geológicas cambian de un lugar a otro, y los códigos actuales consideran esto de forma aproximada, cambiando los espectros a base de las clasificaciones de NEHRP (que van de A a F) o similares. Con el fin de representar mejor los efectos de sitio se desarrolló una microzonificación sísmica de la ciudad de Mayagüez usando como dato los espectros de diseño para roca B del código IBC-09. Para la ejecución de un proyecto de microzonificación se requiere de fondos sustanciales para realizar los ensayos geofísicos requeridos. Como ocurre en muchas otras ciudades, para Mayagüez no se cuenta con una base de datos amplia de estudios geofísicos. No obstante, se tiene información disponible sobre los periodos naturales fundamentales de las capas de suelo plasmados en un mapa de isoperiodos. Además se cuenta para esta ciudad con un mapa de tipos de perfil de suelo que permite estimar un rango de velocidades de onda de corte promedio para el sitio. Con esta información se planteó una metodología simplificada para la microzonificación sísmica. Dicha metodología consiste en proponer capas de suelo equivalentes, a través de la fórmula del periodo natural fundamental de un depósito de suelo uniforme. Con los periodos del mapa de isoperiodos y la velocidad de ondas S obtenida de forma indirecta del mapa de tipo de suelo, se calcula el espesor de la capa equivalente. Definidas las capas equivalentes, se realizó un análisis de respuesta de sitio mediante un programa tipo SHAKE para zonas predefinidas donde se desea definir los espectros de diseño. Como resultado final, los espectros de diseño sísmico que tienen en cuenta la geología local se presentan de forma interactiva mediante un Sistema de Información Geográfica. La metodología aproximada ha sido debidamente validada comparándola con los resultados de un estudio completo sin simplificaciones. Uno de los aportes principales del estudio es que la metodología aproximada es aplicable a otras ciudades en donde se disponga información limitada similar a la del caso de estudio.

Palabras clave: Microzonificación sísmica, capas de suelo equivalentes, espectros de diseño sísmico.

ABSTRACT

For the seismic-resistant design of civil structures it is common to define the seismic loads through design spectra. For practical reasons the seismic design codes define the design spectra for each state or county, although recently they began to define them for cities. In the UBC-97 code, which was used officially in Puerto Rico until the late 2010, a single design spectrum was used for the entire island. Subsequently, with the IBC-09 code, on which the current code effective in 2011 is based upon, the design spectra change from one site to other, or in practice for each municipality. This is a significant advance because the seismic risk is not the same for the various cities due to the different proximity to the active faults of each location. Despite these improvements, the geotechnical and geological conditions change greatly from one place to another within a same municipality. Current codes approximately consider this by changing the spectra based on the NEHRP classification (ranging from A to F) or similar. In order to better represent the site effects, a seismic microzonation of the Mayaguez city was developed starting from the design

* andres.villarreal@upr.edu



spectrum of the IBC-09 code for rock B. To undertake a microzonation project requires substantial funds to carry out the geophysical tests needed. As it is the case with many other cities, Mayaguez does not have a comprehensive database of geophysical studies. Notwithstanding this drawback, information about the fundamental natural periods of the soil layers is available for different zones of the municipality, captured on a map of isoperiods. Also, a map of soil profile types is available for the city of Mayaguez. With this information, a simplified methodology was proposed for the seismic microzonation based on the use of equivalent soil layers. The methodology proposes to define equivalent soil layers using the formula to calculate the fundamental natural period of a soil deposit. With the natural periods from the isoperiod map and the shear wave velocity obtained indirectly from the soil type map, the thickness of the equivalent soil layer is calculated. Once the equivalent layers are defined, a site response analysis was performed using a SHAKE type program for preselected zones where the design spectra is sought. As a final result, the proposed design spectra are presented in interactive form by means of a Geographic Information System. The approximate methodology has been properly validated by comparing it with the results of a full study without simplifications. One of the main contributions of the research is that the approximate methodology is applicable to other cities where only limited information similar to the case study is available.

Keywords: Seismic microzonation, equivalent soil layers, seismic design spectra.

1 INTRODUCCIÓN

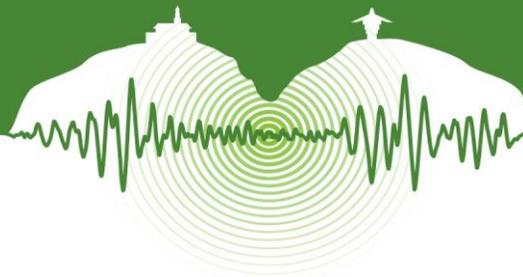
Puerto Rico es una isla ubicada en una zona de mucha actividad tectónica, expuesta a eventos como terremotos, deslizamientos de tierra y tsunamis. Está localizada entre las latitudes 18°N y 18.5°N y las longitudes 65.5°O y 67.5°O. Para presentar un ejemplo de la microzonificación sísmica simplificada se adoptó como área de estudio la ciudad de Mayagüez, la cual se sitúa en el extremo oeste de Puerto Rico, sede de unos de los Recintos Universitarios de la Universidad de Puerto Rico.

Para el diseño sísmo resistente de estructuras civiles es común hacer uso de espectros de diseño, los cuales hoy en día son las herramientas más utilizadas para el análisis. En el código UBC-97 que se usó oficialmente en Puerto Rico hasta finales del año 2010, se usaba un solo espectro de diseño para toda la Isla. Posteriormente, con el código IBC-09 en el que se basa el nuevo código actual vigente desde enero de 2011, los espectros de diseño cambian de sitio a sitio y en la práctica de municipio a municipio. Esto es un gran avance dado que el riesgo sísmico no es el mismo debido a la mayor o menor cercanía a las fallas activas de uno u otro municipio. Los espectros para los distintos tipos de perfil de suelo se obtienen modificando con dos factores el espectro de diseño para roca (suelo B en la clasificación de NEHRP). Para el proyecto de microzonificación sísmica se supondrá que este espectro de diseño para roca es un dato apropiado. Si bien hay más de una definición de microzonificación sísmica, en este artículo se considera como el proceso de definir los espectros de diseño para distintas zonas de una determinada localidad.

Usualmente la ejecución de un proyecto de microzonificación convencional requiere de fondos sustanciales. La razón principal es que para poder calcular los espectros de respuesta en la superficie de los distintos puntos en la zona de estudio, se necesita conocer el perfil de las capas de suelo en cada sitio (hasta la roca madre o al menos en los primeros 100 pies de profundidad). Esta información es posible obtenerla de ensayos geofísicos, pero para muchos sitios como para la ciudad de Mayagüez no se cuenta con suficientes estudios para definir los modelos requeridos para calcular la aceleración en la superficie. No obstante, para distintas zonas de este municipio se tiene una información valiosa disponible sobre los periodos naturales fundamentales de las capas de suelo, plasmadas en un mapa de isoperiodos (Ritta, 2009). Se cuenta además con un mapa de tipos de perfil de suelo para la ciudad de Mayagüez (Llavona, 2004). Con la información disponible se implementó una metodología simplificada para la microzonificación en donde se usan capas de suelo equivalente para calcular la respuesta sísmica en los lugares donde no se cuenta con un ensayo geofísico. Para el cálculo de la respuesta sísmica (la aceleración absoluta en la superficie libre del depósito) se adoptó el programa EERA (Bardet et al., 2000) que es una implementación en Excel del conocido programa SHAKE.

2 CARACTERIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

El primer paso del proyecto fue establecer zonas con características similares de propiedades del suelo que sirvieran como base para la definición de zonas según la similitud de la respuesta dinámica del suelo. Para tal fin, se hizo una descripción general de la zona de estudio, las características de la geología, topografía e hidrología. La caracterización de las zonas fue determinada mediante estudios geotécnicos y geofísicos existentes. Dentro de los estudios más relevantes se tienen los resultados del trabajo de Pando et al. (2006), donde se elaboró una base de datos digital sobre información principalmente geotécnica y geofísica de la ciudad de Mayagüez.



3 REGISTROS SÍSMICOS PARA EL ANÁLISIS

Para calcular la amplificación de las aceleraciones en la superficie de los depósitos de suelo se necesita conocer los registros de aceleraciones en la roca (basal o superficial). Estos acelerogramas no pueden ser arbitrarios sino que deben ser representativos de sismos que puedan ocurrir en el sitio (o sea, que sean causados por fallas sísmicas similares, a distancias epicentrales semejantes, etc.). Si bien Puerto Rico está en una zona sísmica, no se cuenta con una base de datos de sismos registrados con una magnitud o una aceleración pico (PGA) altas como para ser usados en diseño. Por lo tanto, para efectos de este trabajo fue necesario seleccionar sismos históricos a nivel mundial.

Una manera de definir un espectro de diseño es a través de la envolvente suavizada de los espectros de respuesta de varios registros de aceleraciones. Para definir espectros de diseño para tres ciudades de Puerto Rico, Martínez et al. (2001) seleccionaron registros de sismos históricos representativos de terremotos que pudieran ocurrir en fallas activas cercanas a las áreas de estudio. En este estudio se adoptaron siete registros según la metodología propuesta por Martínez et al. (2001). Si bien los sismos elegidos podrían usarse en su forma original, para el presente proyecto se debe modificarlos para que sean consistentes con los espectros para roca propuestos por el código IBC-09 para Mayagüez. En otras palabras, hay que procesarlos para que sus espectros de respuesta sean compatibles con el espectro de diseño objetivo. Para lograr la compatibilidad de los registros de aceleraciones con el espectro de diseño IBC-09 para suelo tipo B, se usó un programa en Matlab desarrollado por Montejó y Suárez (2013). Este programa utiliza la transformada “wavelet” continua para modificar los sismos en el dominio de la frecuencia y hacerlos compatibles. Luego de procesados los registros sísmicos para que produzcan un espectro similar al de diseño, se debe efectuar una “corrección de línea de base” para que la velocidad y desplazamiento al final del registro sean cero (Suárez & Montejó, 2007). La Tabla 1 lista las principales características de los historiales de aceleración de los sismos seleccionados, originales y también compatibles y corregidos. Durante la selección de los sismos se realizó una descomposición conjunta Tiempo-Frecuencia (TFD) para cada registro compatible y corregido. Las TFD son herramientas apropiadas para el análisis, síntesis, y procesamiento de señales no estacionarias cuyas características espectrales cambian en el tiempo. El motivo de este análisis fue tener una mejor apreciación de los atributos de las señales escogidas, y así verificar que cada señal tuviese diferentes componentes distribuidos en tiempo y frecuencia que permitieran que las respuestas del suelo simulen diferentes escenarios de movimientos fuertes. Basado en Huerta (2002), se seleccionó para este estudio el Kernel AOKD (“Adaptive Optimal Kernel Distribution”, por sus siglas en inglés) para el análisis TFD.

Tabla 1: Características de los sismos históricos seleccionados

Nombre	Estación	Magnitud	Profundidad (km)	Distancia Epicentral (km)	PGA (g) Original	PGA (g) Compatible	Tiempo del valor pico (s)	Δt (s)
Imperial Valley 05/19/40	117 El Centro Array #9	7.0	8.8	13.0	-0.313	-0.378	2.15	0.010
San Salvador 10/10/86	Centro Invest. Geotécnicas	5.8	10.9	6.3	-0.875	0.433	1.54	0.005
México, Victoria 06/09/80	6604 Centro Prieto	6.4	11	33.7	-0.587	0.547	7.28	0.010
Loma Prieta 10/17/89	Olema-Point Reyes	6.9	17.5	117.1	-0.161	0.481	5.74	0.020
Kocaeli, Turquía 08/17/99	Sakarya	7.5	15	33.2	-0.376	0.343	6.13	0.010
San Fernando 02/09/71	Hollywood Store, Sta. 135	6.6	13	22.8	-0.210	0.372	2.77	0.010
Oroville 08/01/75	1051 Seismo- graph Station	5.9	5.5	8.0	-0.091	0.384	0.88	0.005

4 MÉTODO DE LAS CAPAS DE SUELO EQUIVALENTES

4.1 Explicación del método

El método propuesto en este trabajo de microzonificación consiste en el uso de capas de suelo equivalentes. Es una metodología simplificada, en el sentido de que no requiere una gran cantidad de ensayos geofísicos del suelo como es lo común en proyectos de microzonificación convencionales. El método consiste en representar las propiedades dinámicas y geométricas de un depósito

El presente artículo hace parte de las memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica organizado por la Universidad de los Andes y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, Mayo de 2015.



de suelo en un sitio específico mediante una capa de suelo equivalente. La capa de suelo equivalente se obtiene a partir de la ecuación que provee el periodo natural fundamental de un depósito de suelo uniforme sobre una base rígida (Kramer, 1996):

$$T = 4H/V_s \quad (1)$$

donde H es el espesor del depósito de suelo y V_s es la velocidad de las ondas de corte en este medio. La fórmula supone que la capa de suelo uniforme se extiende hacia el infinito en las direcciones horizontales y termina en una roca rígida en el fondo del depósito.

De alguna fuente de información se deben extraer los periodos naturales fundamentales del suelo en puntos específicos deseados. En este estudio se utilizó el mapa de isoperiodos de la Figura 1, obtenido de mediciones de registros de vibraciones ambientales en el suelo en más de 100 lugares en Mayagüez. Dichos datos fueron procesados con el método de Nakamura o del Cociente Espectral H/V (Ritta, 2009). Para crear el modelo del depósito de suelo para el análisis dinámico hace falta conocer la profundidad H hasta la roca o suelo competente. Esta información se puede obtener de forma indirecta a partir de un mapa de tipos de suelo, donde los suelos se dividen en tipos de perfiles de suelo A, B, C, D o E según la clasificación de NEHRP. Dicho mapa (Figura 1) se encuentra disponible para la ciudad de Mayagüez (Llavona, 2004) y fue obtenido usando la información de diversos estudios geotécnicos. Para definir el tipo de suelo, en la práctica los códigos usan la velocidad de ondas S de las capas de suelo como un promedio ponderado hasta los 100 pies de profundidad. Por ejemplo, de acuerdo a la clasificación de perfiles de suelo, un suelo tipo D es aquel donde $600 \text{ ft/s} \leq V_s \leq 1,200 \text{ ft/s}$ ($180 \text{ m/s} \leq V_s \leq 360 \text{ m/s}$).

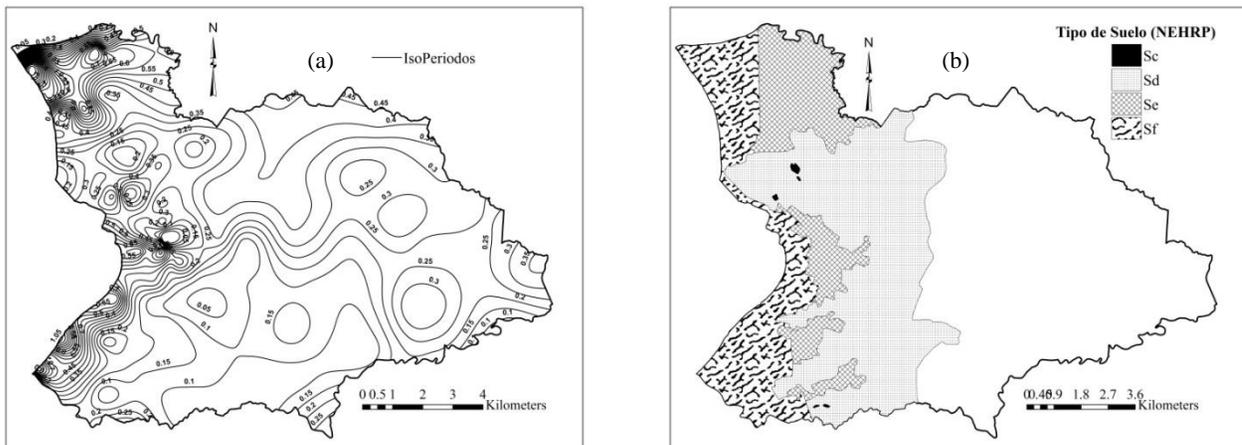


Figura 1: (a) Mapa de isoperiodos de la ciudad de Mayagüez, adaptado de Ritta (2009). (b) Mapa de tipos de suelo de la ciudad de Mayagüez, adaptado de Llavona (2004).

Conociendo el tipo de suelo es posible definir para un sitio determinado un valor de V_s para el límite inferior y otro para el límite superior. Si se conocen la velocidad V_s y el periodo natural fundamental, con la ecuación 1 se puede determinar la profundidad H de una capa de suelo equivalente a las múltiples capas que hay en el sitio. La capa es *equivalente* en el sentido de que tiene el mismo periodo natural y la misma velocidad de onda de corte promedio que las capas reales. Como hay dos límites de velocidades de onda V_s , el procedimiento debe repetirse para obtener otra capa equivalente. La capa equivalente que mejor representa el perfil de suelo del sitio se supone que se encuentra entre las dos capas equivalentes obtenidas.

4.2 Validación y calibración del método

La validación del método aproximado consistió en comparar la respuesta dinámica de un perfil de suelo en un sitio contra la respuesta dinámica de las capas equivalentes propuestas para ese mismo sitio. La respuesta dinámica del suelo tiene en cuenta aproximadamente efectos no lineales mediante el método Lineal Equivalente implementado en el programa EERA.

Dado que el método propuesto puede ser utilizado para otras localidades diferentes a la zona de estudio, la validación se realizó usando perfiles de suelo hipotéticos. Se generaron entonces dos perfiles bases (o hipotéticos) para la validación, en los cuales por cuestiones prácticas se escogieron unos valores de velocidad de onda de corte para las capas de suelo de tal forma que lo clasificaran como tipo C, D o E. Los espesores, pesos unitarios y amortiguamientos de las capas se mantuvieron constantes para los dife-



rentes tipos de suelo. Como el suelo tipo A es una roca muy competente y no se encuentra en Puerto Rico, este perfil no se tuvo en consideración. Del mismo modo, tampoco se consideró para la validación el suelo tipo F, ya que este es un suelo orgánico o propenso a licuación y el código exige un estudio sísmico específico para este suelo (no se proveen espectros para esta clase). El suelo tipo B es la premisa del estudio y se considera que el espectro que plantea el código para este suelo es correcto, y por lo tanto no se utiliza para la validación. Por consiguiente se utilizaron para la validación perfiles de suelo clasificados como tipo C, D y E. Como ejemplo, los datos del primer perfil base se muestran en la Tabla 2 y los datos de las capas de suelo equivalentes que los representan se indican en la Tabla 3. En el caso particular de la clasificación de un suelo tipo E, como solo se cuenta con un límite superior de V_s , se considera para la validación que un valor razonable del límite inferior de V_s es 300 ft/s (90 m/s).

Tabla 2: Primer perfil base de suelo para la validación del método de capas de suelo equivalentes

Espesor (ft)	Peso Unitario (lb/ft ³)	Suelo Tipo C	Suelo Tipo D	Suelo Tipo E
		V_s (ft/s)	V_s (ft/s)	V_s (ft/s)
3	100	950	665	325.85
13	110	1750	1225	600.25
5	120	1300	910	445.9
6	110	1950	1365	668.85
16	90	1650	1155	565.95
18	105	1100	770	377.3
9	110	850	595	291.55
7	120	1500	1050	514.5
11	110	2000	1400	686
12	130	3250	2275	1114.75
V_s (ft/s) – Calculado con código		1470.21	1029.15	504.28
V_s (ft/s) – Promedio aritmético		1691.50	1184.05	580.18
Periodo Natural Fundamental (s)		0.28	0.40	0.81
V_s (ft/s) en la Roca		4875.00	3413.00	1672.00

Tabla 3: Propiedades de capas equivalentes que representan el primer perfil base

Tipo de Suelo	Espesor H (ft)		Velocidad de Onda de Corte (ft/s)		Periodo Fundamental (s)
	Límite Inferior	Límite Superior	Límite Inferior	Límite Superior	
C	84	175	1200	2500	0.28
D	60	120	600	1200	0.40
E	60.75	121.5	300	600	0.81

Una vez definidas las propiedades de los perfiles de suelo y sus respectivas capas equivalentes, se procedió a ingresar los datos en el programa EERA como valores de entrada. En el caso de las capas equivalentes, la velocidad V_s en la roca o estrato firme se utilizó como parámetro de calibración del método. Se fue variando el valor de V_s en la roca para los tipos de suelo C, D y E por un factor α , de tal forma que se ajustara la respuesta de las capas equivalentes a la respuesta de los perfiles base (o sea la respuesta considerada exacta). A base de este estudio, se concluyó que cuando la capa equivalente representa un suelo clasificado como tipo C, el factor α a utilizar es 2.5; para las capas equivalentes de un suelo tipo D el valor de α es de 3.4; y para un suelo tipo E, representado con capas equivalentes el factor α debe tomarse como 4.2. Los factores α obtenidos poseen una relación lineal, lo cual se atribuye al hecho de que un suelo tipo C es más rígido que uno tipo D, y este último más rígido que uno tipo E. Para definir el tipo de material de suelo que sirve para asignar las curvas de degradación, de la calibración se obtuvo que para un suelo clasificado como tipo C, el material a utilizar es el tipo 3 (roca); para un suelo clasificado como tipo D el material a utilizar es el tipo 1 (arcilla); y para un suelo clasificado como tipo E el material a utilizar es también el tipo 1 (arcilla). Los tres tipos de materiales incorporados en el programa EERA se identifican como tipos 1, 2 y 3, y corresponde a arcilla, arena y roca, respectivamente. Las propiedades de degradación de estos materiales fueron definidos por Sun et al. (1988), Seed et al. (1986) y Seed & Idriss (1970).

Para tener en cuenta la aleatoriedad del fenómeno sísmico durante el proceso de validación del método, la respuesta sísmica se calculó para cada uno de los siete sismos seleccionados. Para el caso del primer perfil base y sus respectivas capas equivalentes, los espectros de respuesta de pseudo-aceleraciones en la superficie (considerando una razón de amortiguamiento de 0.05) debido al sismo de San Salvador de 1986 se exponen en las Figuras 2, 3 y 4 para los suelos tipo C, D y E, respectivamente.

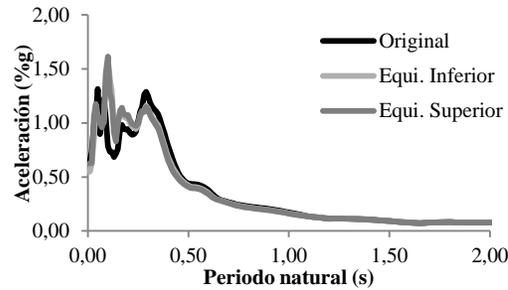
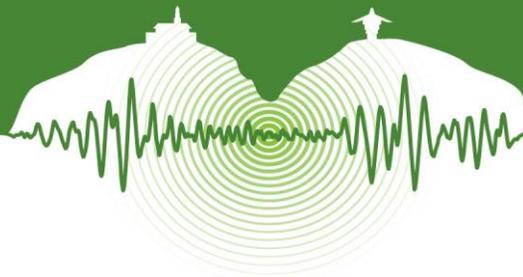


Figura 2: Espectros de respuesta para suelo tipo C del primer perfil base, debido al sismo de San Salvador de 1986.

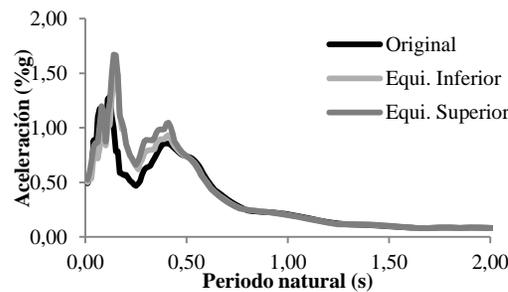


Figura 3: Espectros de respuesta para suelo tipo D del primer perfil base, debido al sismo de San Salvador de 1986.

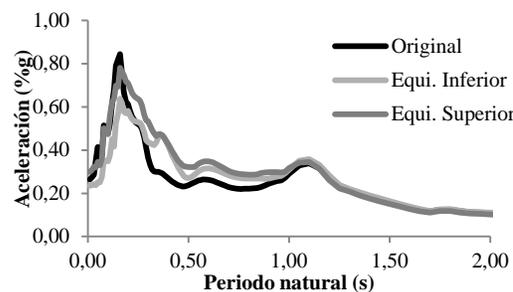


Figura 4: Espectros de respuesta para suelo tipo E del primer perfil base, debido al sismo de San Salvador de 1986.

5 ANÁLISIS DE RESPUESTA Y ESPECTROS DE DISEÑO

El análisis de la respuesta del suelo se usa para poder predecir los movimientos del terreno y si se desea también desarrollar los espectros de respuesta para estudiar las fuerzas en las estructuras debido a los movimientos fuertes. Adicionalmente, se evalúan deformaciones y esfuerzos dinámicos en el suelo e indirectamente posibles efectos de licuación. Para efectos de este estudio, la respuesta dinámica del suelo se ha enfocado en un análisis unidimensional. En general, el cálculo de la respuesta se basa en la teoría de propagación de ondas en suelos estratificados y con amortiguamiento. Además, para considerar el efecto de la no linealidad del suelo, en forma aproximada se suele usar el método lineal-equivalente.

5.1 Definición de zonas con características similares

Para evaluar la respuesta dinámica local de los suelos con el objetivo de efectuar una microzonificación, se determinaron las características geológicas, geotécnicas y geofísicas, por lo cual se establecieron ciertas zonas de la ciudad que tuviesen una posible respuesta sísmica similar del suelo. Utilizando el programa ArcGIS (ESRI, 2014) como herramienta en la toma de decisiones se delimitaron zonas donde la respuesta sísmica del suelo se obtuvo a partir de la información de estudios geofísicos, mapas de tipo de suelo e isoperíodos, pruebas geotécnicas, y datos del periodo fundamental del suelo (véase la Figura 5).

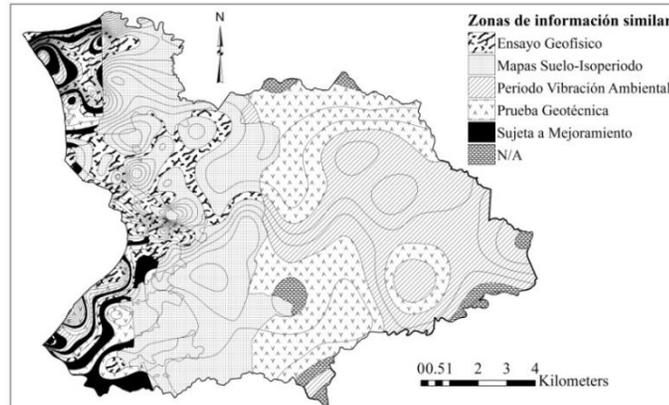


Figura 5: Mapa de Mayagüez con zonas de fuente de información similar.

5.2 Cálculo de la respuesta dinámica del suelo

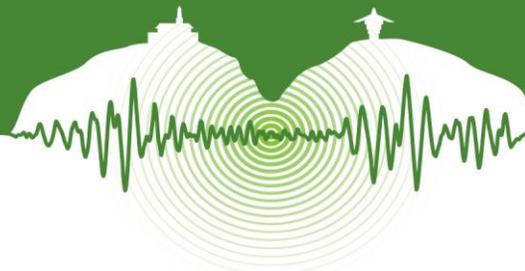
Efectuada la delimitación de las zonas con información similar, se procedió a calcular para cada una de estas zonas la respuesta sísmica del suelo. Para esto se usó el modelo unidimensional del conocido programa SHAKE incorporado en el programa EERA. En las zonas de Mayagüez donde se tiene información proveniente de ensayos geofísicos, se cuenta con todos los datos necesarios para establecer los perfiles de suelo en EERA (este es el caso ideal). Sin embargo, en la mayoría de las zonas no se dispone de esta fuente de información, y entonces el perfil de suelo en EERA fue definido mediante capas de suelo equivalentes obtenidas a base de la información proveniente de los mapas de tipo de suelo, los valores de N de las pruebas SPT, y los periodos naturales fundamentales medidos con vibraciones ambientales. En las zonas donde hay información de valores de penetración estándar “ N ” se clasificaron los perfiles de suelo según las provisiones NEHRP. Una fuente de información útil para establecer de forma aproximada el tipo de perfil de suelo conociendo el periodo fundamental es el estudio de Zhu et al. (2011). En la Tabla 4 se muestran las relaciones propuestas por Zhu et al. entre los periodos y frecuencias fundamentales, las velocidades de onda de corte y las clasificaciones sísmicas del suelo según el NEHRP. Los valores de pesos unitarios totales de las capas de suelo equivalentes fueron tomados de información de pruebas geotécnicas aledañas según la base de datos preparada por Pando et al. (2006) para la ciudad de Mayagüez.

Tabla 4: Rangos de velocidades de onda de corte, frecuencias y periodos para cada tipo de clasificación sísmica del suelo según NEHRP (Zhu et al., 2011).

Clasificación NEHRP	Descripción Tipo de Suelo	Velocidad de Onda S (ft/s)	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)
B	Roca	> 2500	> 6.3	< 0.16
C-1	Roca blanda o descompuesta / Suelo rígido superficial	2000 - 2500	5.2 - 6.3	0.16 - 0.19
C-2		1600 - 2000	4.1 - 5.2	0.19 - 0.24
C-3		1200 - 1600	3.0 - 4.1	0.24 - 0.33
D-1	Suelo rígido profundo	1000 - 1200	2.5 - 3.0	0.33 - 0.40
D-2		800 - 1000	2.0 - 2.5	0.40 - 0.50
D-3		600 - 800	1.5 - 2.0	0.50 - 0.67
E	Suelo blando	< 600	< 1.5	> 0.67

Definidos los perfiles de suelo y otros parámetros de entrada para el programa EERA, el paso siguiente fue correr el programa y determinar los registros de aceleraciones en la superficie. Con estos se procedió a calcular los espectros de respuesta en la superficie para cada perfil de suelo y para cada uno de los siete registros de aceleraciones compatibles con el espectro de diseño en roca del código IBC-09.

El orden de importancia de cada una de las fuentes de información ha sido un punto clave en la toma de decisiones para la definición de los perfiles de suelo. Por ejemplo, si en un sitio se dispone de información de ensayos geofísicos (“down-hole” o SASW) y de pruebas geotécnicas (valores de penetración N de pruebas SPT) o el periodo natural (de un mapa, por ejemplo), se le asigna prioridad a la primera fuente para definir el modelo del depósito. Entre la segunda (prueba geotécnica) y tercera fuente (periodo



natural) se le asigna prioridad a los resultados de la prueba. Un caso que merece mención especial es aquel en donde se ha determinado que la zona tiene un potencial de licuación (el suelo es de tipo F según NEHRP). El código IBC-09 recomienda que para lugares donde el suelo está clasificado como tipo F se realicen estudios específicos, sugiriendo además que se hagan mejoramientos del terreno si el suelo es potencialmente licuable. Como hay varias zonas en Mayagüez cercanas a la costa con abundancia de depósitos aluviales que fueron identificados como F y que requieren un mejoramiento (véase las áreas negras en la Figura 5), no se consideró conveniente dejar estas zonas sin un espectro propuesto, entonces se adoptó la siguiente regla. Se consideró que si en estas zonas se hace un mejoramiento del suelo como lo recomiendan los códigos, van a pasar a ser zonas con suelo tipo E, y usando esta premisa se procedió a definir los modelos de suelo en EERA y posteriormente los espectros de diseño.

5.3 Determinación de espectros de diseño

Una vez obtenidos y superpuestos los siete espectros de respuesta para cada sitio, se procedió a definir el espectro de diseño. Para su definición, además de cumplir con la condición que cubra todos los espectros de respuesta, se usó la forma estándar con la cual se definen los espectros de diseño en las provisiones de ASCE 7-10 (ASCE, 2013). Estos espectros tienen cuatro zonas: una ascendente, otra constante, seguida por dos zonas descendentes, delimitadas por los periodos espectrales T_0 , T_S y T_L . En este estudio no se consideró la cuarta zona, aplicable para estructuras con periodos mayores al periodo largo T_L . Para Puerto Rico este periodo es 12 seg y se consideró que estructuras tan flexibles no son comunes en la isla. Para definir la zona plana se necesita conocer la aceleración espectral de diseño para periodos cortos S_{D1} . La zona descendente se define como S_{DS}/T donde S_{DS} es la aceleración espectral de diseño para periodos largos (específicamente para $T = 1$ seg). En la Figura 6 se presentan los espectros de respuesta y de diseño para un caso donde se dispone información completa sobre las capas de suelo obtenidas de un ensayo “down-hole”. El sitio se encuentra en las cercanías del edificio de Biología de la Universidad de Puerto Rico, Recinto de Mayagüez (UPR-M). Cuando se aplica el método de capas de suelo equivalentes para definir espectros de diseño, hay que tener en cuenta que se está utilizando un rango de velocidades de onda de corte (límite inferior y límite superior) por cada tipo de perfil de suelo. Esto quiere decir que es razonable esperar que la respuesta real del suelo esté acotada entre las respuestas del límite inferior y superior de las capas de suelo equivalentes. Para los siete sismos históricos y para el modelo de la capa equivalente inferior se calculan los espectros de respuestas en la superficie y se traza un espectro envolvente como lo muestra la Figura 7 a la izquierda. Se repite este proceso con la capa equivalente superior (Figura 7 a la derecha). Usando los dos espectros envolventes de la capa superior e inferior se calcula el promedio de las aceleraciones espectrales para cada periodo natural. El espectro de diseño se genera entonces como una envolvente “suavizada” del espectro promedio. En la Figura 8 se presenta el espectro de diseño para una capa de suelo equivalente clasificada como tipo D con un periodo fundamental de 0.40 segundos, y se muestra el espectro de aceleraciones promedio entre los de las capas equivalentes inferior y superior.

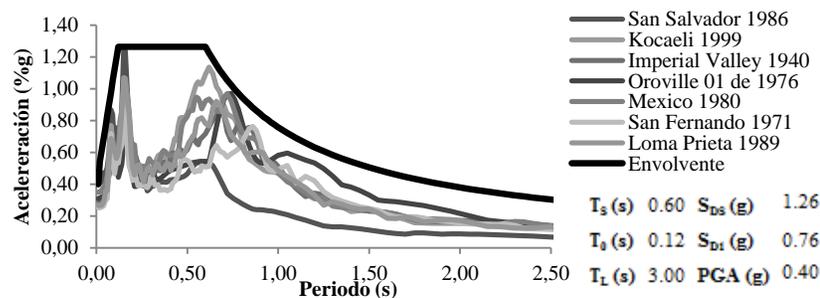


Figura 6: Espectros de respuesta y de diseño con los datos del ensayo “down-hole” en Biología (UPR-M).

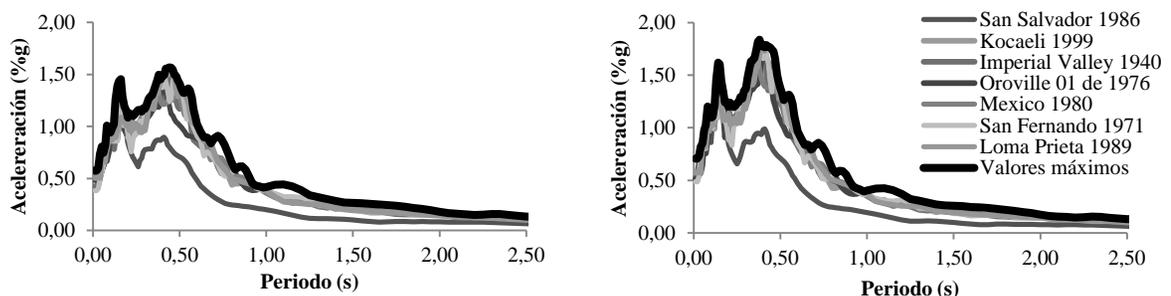


Figura 7: Espectros de respuesta y envolvente para las capas equivalente inferior y superior para un suelo D con un periodo de 0.40 segundos.

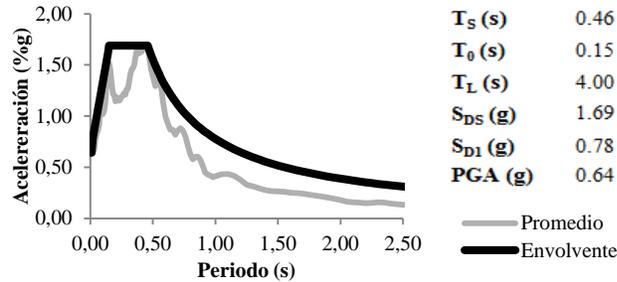
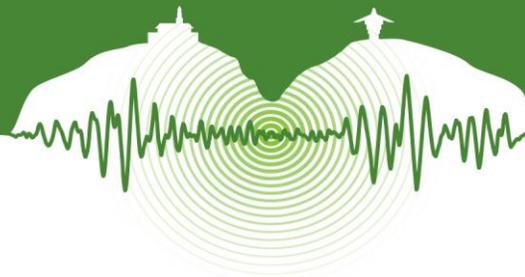


Figura 8: Espectro de diseño propuesto para un suelo tipo D con periodo fundamental de 0.40 segundos obtenido con el método de capas de suelo equivalentes.

Como resultado de la aplicación del método propuesto de las capas de suelo equivalentes al municipio de Mayagüez, Puerto Rico, en este estudio se han elaborado una serie de tablas que contienen un resumen de los parámetros que permiten definir los espectros de diseño para depósitos de suelo con diversos periodos naturales. Las tablas fueron construidas para periodos fundamentales del suelo que varían desde 0.05 hasta 1.5 segundos con un intervalo constante de 0.05 segundos y para los tipos de suelo C, D y E clasificados según las provisiones del NEHRP.

Al comparar los espectros de diseño propuestos en el presente proyecto y los definidos por el código IBC-09 (para los suelos tipo C, D y E), en general, se alcanza a apreciar que los espectros producidos en este estudio predicen una amplificación de la aceleración de los suelos más considerable.

6 MAPA DE MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA

Como resultado final del estudio de microzonificación, se incorporó toda la información obtenida en un programa de Sistema de Información Geográfica. Para que los usuarios puedan acceder a los diferentes espectros de diseño propuestos en áreas de interés específico y al resto de la información disponible en forma sencilla y cómoda, se decidió implementar todo el proceso de microzonificación sísmica en la plataforma ArcGIS (ESRI, 2014). En la Figura 9 se presenta el mapa de microzonificación sísmica para la ciudad de Mayagüez, Puerto Rico tomado de la pantalla del programa ArcGIS. El mapa indica zonas detalladas con las diferentes respuestas sísmicas. En total el mapa incluye 23 espectros de diseño obtenidos usando datos de ensayos geofísicos y que son distribuidos para 53 sitios, y 49 espectros de diseño obtenidos del método de capas de suelo equivalentes definidos para 265 sitios para la ciudad de Mayagüez.

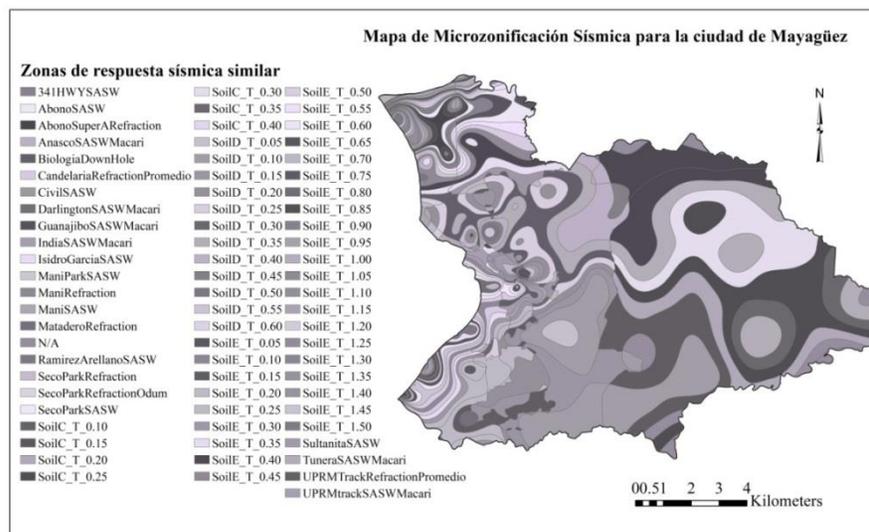
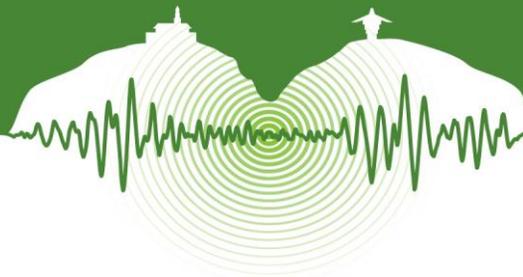


Figura 9: Mapa de Microzonificación Sísmica para la ciudad de Mayagüez, Puerto Rico.



CONCLUSIONES

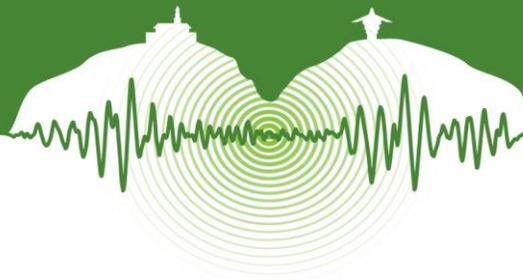
En el presente trabajo se presentó una metodología simplificada para realizar estudios de microzonificación sísmica. Para verificar la metodología y mostrar un ejemplo de aplicación se escogió el municipio de Mayagüez, ubicado en el área oeste de Puerto Rico. El método se basa en representar los depósitos de suelos de distintos sitios en una determinada localidad mediante capas de suelo equivalentes. Para definir las capas de suelo equivalente se necesita conocer la clasificación sísmica del tipo de suelo (e.g., A, B, C, D y E en NEHRP) y el periodo natural fundamental del depósito. Una vez que el método fue debidamente validado y calibrado, se usó para obtener la aceleración en la superficie y su respectivo espectro de respuesta en diferentes lugares de la zona de estudio donde no se contaba con información de estudios geofísicos. El espectro de diseño se definió usando la envolvente de los espectros de respuesta de siete sismos históricos probables en la zona, los que fueron modificados para que sean compatibles con el espectro de diseño del código IBC-09 para roca (suelo B). Toda la información se incorporó y presentó en el programa ArcGIS.

AGRADECIMIENTOS

Se agradecen las recomendaciones del Dr. Carlos Huerta, sismólogo del Programa de Movimiento Fuerte de UPR-M, y a los Dres. José Martínez-Cruzado y Ricardo López, profesores de Ingeniería Estructural de UPR-M.

REFERENCIAS

- ASCE. 2013. *ASCE/SEI 7-10 - Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Bardet, J., Ichil, K., and Lin, C. 2000. *EERA: A Computer Program for Equivalent-linear Earthquake Site Response Analyses of Layered Soil Deposits*. Los Angeles, California: Department of Civil Engineering, University of Southern California.
- ESRI (2014). *Environmental Systems Research Institute*. Retrieved www.esri.com
- Huerta, C. I. 2002. *Determination of Soil Properties From Earthquake Data*. Doctor of Philosophy Dissertation, The University of Texas, Austin, Texas.
- IBC. 2009. *International Building Code*. Washington, D.C.: International Council Code.
- Kramer, S. L. 1996. *Geotechnical Earthquake Engineering*. New Jersey: Prentice Hall Inc.
- Llavona, A. C. 2004. *Mapas de Tipos de Suelos (Según el UBC 97) y Potencial de Licuación para el Municipio de Mayagüez, Puerto Rico*. Tesis de Maestría en Ciencias, Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura, Universidad de Puerto Rico Recinto de Mayagüez, Puerto Rico.
- Martínez, J. A., Irizarry, J., and Portela, G. 2001. Espectros de Diseño para las Ciudades Principales de Puerto Rico Basado en Registros de Aceleraciones Mundiales. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*. Vol. 1, N° 1, pp. 21-31.
- Montejo, L., & Suárez, L. 2013. An improved CWT based algorithm for the generation of spectrum compatible records. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, Springer Open Journal, pp. 5-26.
- Pando, M. A., Suárez, L. E., Martínez, J. A., Lugo, C. Y., Llavona, A., Pérez, E., et al. 2006. *Ground Motion Evaluation and Geotechnical Database for the City of Mayagüez, Puerto Rico*. USGS NEHRP Report 04HQGR0075.
- Ritta, R. J. 2009. *Periodos Fundamentales de Sitio Utilizando Microtemblores: Comparación con Otros Métodos y Aplicación a Mayagüez, Puerto Rico*. Tesis de Maestría en Ciencias, Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura, Universidad de Puerto Rico, Recinto de Mayagüez, Puerto Rico.
- Seed, H. and Idriss, I. 1970. *Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis*. Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley. Report No. UCB/EERC-70/10.
- Seed, H., Wong, R., Idriss, I., and Tokimatsu, K. 1986. Moduli and Damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 112, N° GTI 1, pp.1016-1032.
- Suárez, L., & Montejo, L. 2007. Applications of the Wavelet Transform in the Analysis and Generation of Artificial Accelerograms. *Journal of Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 27, N° 2, pp. 173-197.
- Sun, J., Golesorkhi, R., and Seed, H. 1988. *Dynamic Moduli and Damping Ratios for Cohesive Soils*. Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley. Report No. UCB/EERC-88/15, pp. 42.
- Zhu, C., Megawati, K., and Walling, M. Y. (2011). *Site Characterization for Urban Seismic Hazard in Singapore from Microtremor Study*. 4th IASPEI / IAEE International Symposium: Effects of Surface Geology on Seismic Motion, University of California at Santa Barbara. Santa Barbara, California.



Interacción suelo-estructura como factor en las vibraciones perceptibles de un edificio en Bogotá

Soil-structure interaction as an influencing factor in perceptible vibrations of a building in Bogota

Fabián Consuegra^{1*}, Camilo Marulanda² y Camilo Phillips¹

¹ Ph.D., Ingeniero Asociado, Ingetec, Bogotá D.C.

² Ph.D., Gerente Técnico, Ingetec, Bogotá D.C.

RESUMEN

Percepción de vibraciones por parte de los usuarios de edificios se presentan de manera recurrente en la ciudad de Bogotá. Aunque los movimientos son percibidos de manera subjetiva por cada persona, el cuestionamiento de la condición estructural es el primer punto de control objetivo del ingeniero a cargo de investigar sus orígenes. El proceso de diseño estructural de edificaciones comúnmente pasa por la presunción de las condiciones de borde en la base de la cimentación en la construcción del modelo utilizado para análisis y diseño. Tanto por dicha simplificación como por la falta de un modelo más preciso en ausencia de lineamientos de la normativa vigente en torno a valores admisibles de vibraciones en condiciones de servicio, la contribución del suelo en la estimación del comportamiento dinámico del edificio suele ser desestimada. Una cimentación conformada por pilotes flotantes hace que el medio semi-infinito de suelo bajo la estructura principal participe en la dinámica de todo el sistema cambiando su comportamiento de aquel similar a un sistema de un grado de libertad fijo en la base (estructura), a uno de dos grados de libertad (estructura y suelo). El sistema compuesto estará sujeto a las condiciones de servicio como viento y tráfico vehicular que pueden inducir movimientos cuyas magnitudes dependen tanto de la naturaleza de la fuente y de la estructura, como las propiedades del suelo. Este último sistema es más flexible que el primero (propio de una estructura sobre roca) y podría ser más propenso a desarrollar vibraciones más notorias bajo condiciones de servicio. En el presente estudio un edificio de configuración estructural y geotécnica (cimentación) típicas para la ciudad de Bogotá fue considerado. Mediciones de vibraciones con acelerómetros de alta sensibilidad bajo condiciones de servicio fueron contrastados con modelos de computadora. El procesamiento de datos revela el efecto de interacción suelo-estructura corroborado con el modelo matemático que mejora la predicción del comportamiento dinámico del sistema después de incluir la flexibilidad del suelo circundante. Este trabajo explora las posibilidades de establecer condiciones típicas de edificaciones en Bogotá susceptibles de desarrollar vibraciones notorias asociadas al efecto de interacción suelo-estructura y las respectivas implicaciones para el diseño sísmico tradicional.

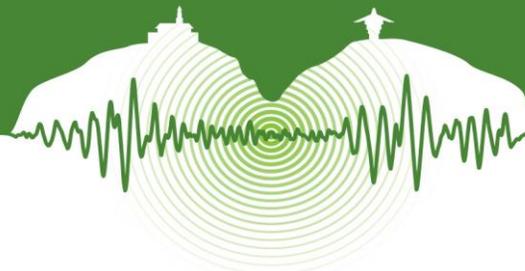
Palabras clave: Vibraciones perceptibles, interacción suelo-estructura, vibraciones inducidas por tráfico, monitoreo dinámico.

ABSTRACT

Although vibration perception is subjective because it depends on each person's tolerance levels, behavior and damage prediction of structural elements under vibration loads should be an objective task. This task requires determining the main vibration source and the boundary conditions for the analysis. Building vibration sources can be divided in two classes; internal sources, such as machinery, HVAC systems, elevators, and the activities of occupants, and external sources like earthquakes, wind, blasting, construction operations, and road traffic. Typically building structural analysis considers fixed boundary conditions at the base, however, it has been found that soil-structure interaction is a key element to predict the structural behavior under vibration loads, because including the foundation system and the stiffness and damping of the soil profile changes the natural period as it becomes flexible. Vibrations induced by external sources (i.e. road traffic) are a frequent problem in medium to tall buildings constructed in Bogotá, in particular for those cases in which the building is located close to main highways and for structures with natural periods close to the fundamental period of the foundation soil profile.

This paper presents a numerical simulation of road traffic vibrations induced on a real building in Bogotá considering the geometry and main properties of the building structure and the foundation stiffness. The numerical model results are compared with rush hour high sensitivity acceleration records. This comparison supports the need to include soil-structure interaction in the model and provides a reference point to identify main conditions that can induce vibration related problems in buildings con-

* fabianconsuegra@ingetec.com.co



structed in Bogotá and its implication on traditional seismic design.

Keywords: building vibrations, soil-structure interaction, traffic-induced vibrations, dynamic monitoring.

1 INTRODUCCIÓN

En el sentido más simple una edificación sobre suelo es un sistema de dos grados de libertad en que el suelo tendrá mayor o menor contribución en la dinámica global en función de las propiedades de la estructura y el suelo mismo. La participación notoria del suelo en las vibraciones del edificio puede estar asociada al fenómeno de interacción suelo-estructura que genera un sistema causal en que la estructura perturba el suelo y viceversa. Dicha interacción puede hacer que las vibraciones de la edificación sean de mayores magnitudes que aquellas que experimentaría la estructura cimentada sobre roca (sistema sin interacción suelo-estructura), además facilita la transmisión de ondas desde la fuente conformada por el tráfico vehicular al sistema estructura-suelo.

El presente trabajo estudia la presencia de interacción suelo-estructura en una edificación de la ciudad de Bogotá sobre la cual se ejecutaron ensayos de monitoreo dinámico mediante acelerómetros. La elaboración de un modelo matemático con la inclusión del efecto del suelo bajo la estructura permitió identificar frecuencias de vibración principales similares a las medidas in situ y entender la dinámica del sistema. La interpretación de las mediciones mediante procesamiento de datos y la construcción del modelo del edificio considerando la contribución del suelo permitió identificar la interacción suelo-estructura.

2 ETAPA EXPERIMENTAL CON MONITOREO DINÁMICO

2.1 Estructura de estudio

La Figura 2-1 muestra la planta tipo de la edificación del presente estudio en la ciudad de Bogotá, se trata de un edificio irregular en planta con cuatro pisos sobre el terreno y dos sótanos de parqueaderos. La cimentación consiste en pilotes flotantes de 25m de longitud sobre un estrato de arcillas blandas.

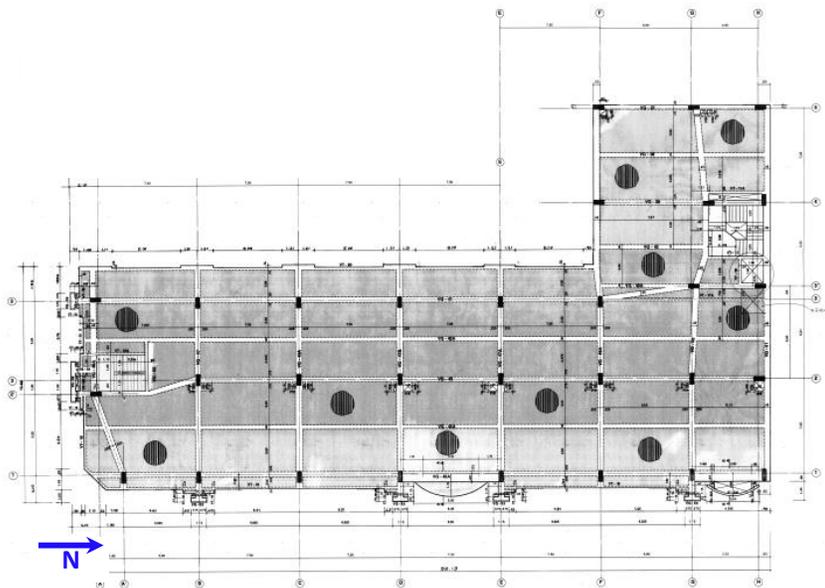
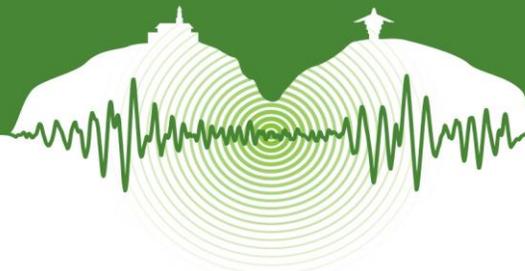


Figura 2-1: Planta tipo de edificio estudio.

2.2 Modelo simplificado

La Figura 2-2 (a) muestra un modelo simplificado de dos grados de libertad asociados a la estructura y la cimentación para representar el comportamiento dinámico de una edificación sobre suelo. En el caso extremo en que el suelo bajo la cimentación es rígido (roca) dicho modelo se reduciría a un grado de libertad similar al de una estructura con base fija, dicho modelo es comúnmente usado para diseño bajo la premisa de obtener mayores solicitaciones de carga en una estructura más rígida a la luz de la forma tí-



pica del espectro sísmico de diseño de la norma (NSR-10). Esta simplificación permite reducir el sistema complejo de la estructura y el suelo de soporte que conforma un medio semi-infinito (Lysmer, 1969) como se muestra en la Figura 2-2 (b).

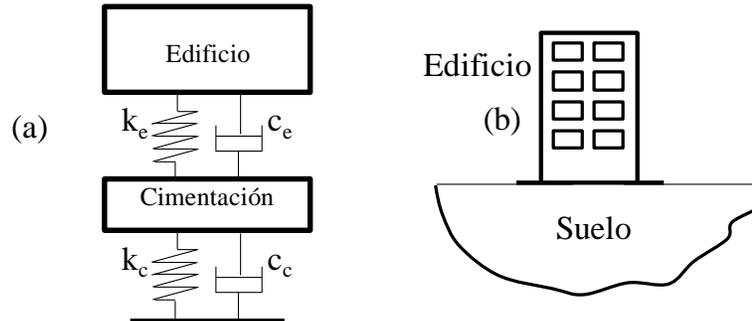


Figura 2-2: Modelo de 2 grados de libertad Estructura-Suelo.

2.3 Frecuencias principales de vibración de cada dirección

Un sistema de acelerómetros de alta sensibilidad combinado con un sistema de adquisición de datos de alta resolución fue usado para ejecutar un extenso programa de monitoreo dinámico con el fin de conocer el comportamiento dinámico de la edificación. Los sensores fueron instalados en diferentes puntos de la edificación para identificar frecuencias y modos de vibración en las dos direcciones principales de la edificación y establecer la relación entre los movimientos de la estructura y el tráfico vehicular circundante. Las vibraciones del terreno adyacente a la edificación y las vibraciones del edificio en cada uno de los pisos fueron medidas. La Figura 2-3 muestra las aceleraciones simultáneas en la dirección NS medidas en cada uno de los pisos en el extremo sur-oeste de la edificación en los dominios de tiempo (a, c y e) y frecuencia (b, d y f), estas últimas obtenidas mediante un espectro de Fourier (Oppenheim, 2006). Los espectros de Fourier identifican una frecuencia fundamental de la dirección NS de 2.6Hz aproximadamente. La observación de dicha frecuencia específica en cada uno de los pisos en una ventana de tiempo aproximada de 3s como en la Figura 2-4, permite observar que las magnitudes de los movimientos son mayores en los pisos superiores que los inferiores, propio de la forma modal fundamental.

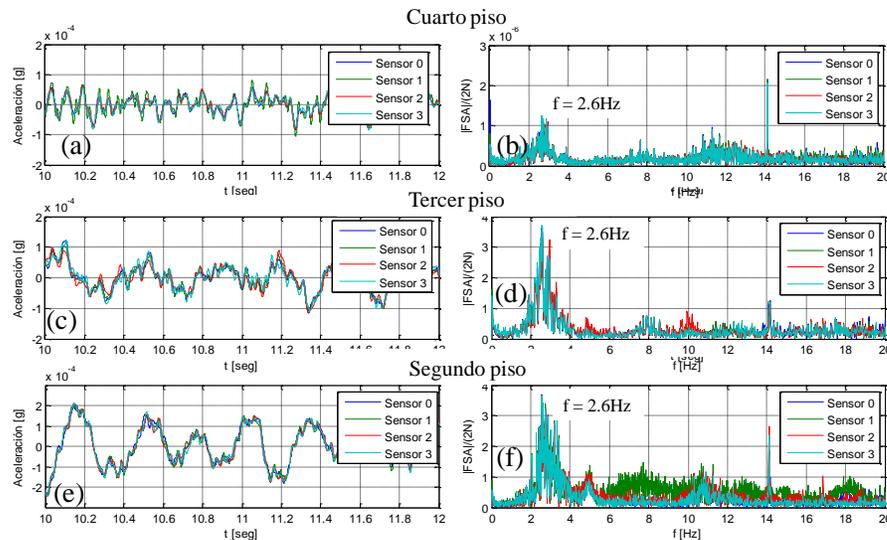


Figura 2-3: Aceleraciones medidas en la dirección NS sobre el extremo sur-oeste de la edificación.

Un análisis similar al de la Figura 2-3 fue realizado para la dirección EW de la edificación con el que se identificó una frecuencia fundamental de la dirección EW de 2.8Hz aproximadamente. Es importante notar que tanto en la Figura 2-3 como en la Figura 2-5 existen varios picos en el espectro del Fourier en la vecindad del pico máximo, lo cual está asociado a diferentes frecuencias de vibración de un sistema con comportamiento no-lineal causado por el cambio de rigidez del sistema con la amplitud de vibración (Consuegra & Irfanoglu, 2012). Esto puede estar asociado a un comportamiento de la estructura que no sigue estrictamente la ley de Hook o que la contribución del suelo en la rigidez total del sistema dependa también de la magnitud de la vibración.

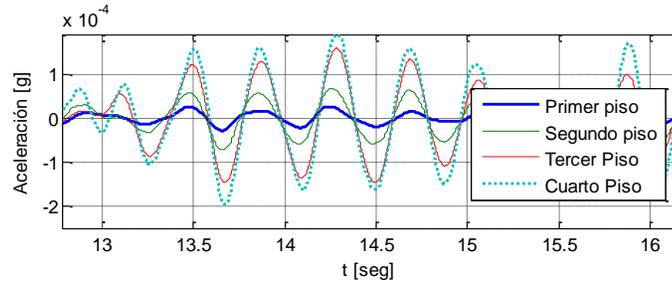
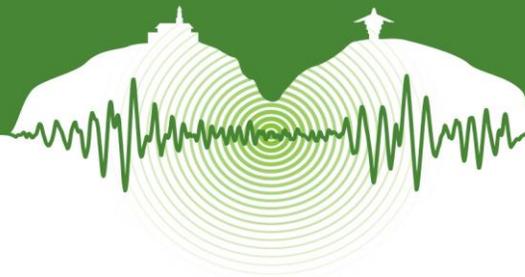


Figura 2-4: Forma modal fundamental dirección NS.

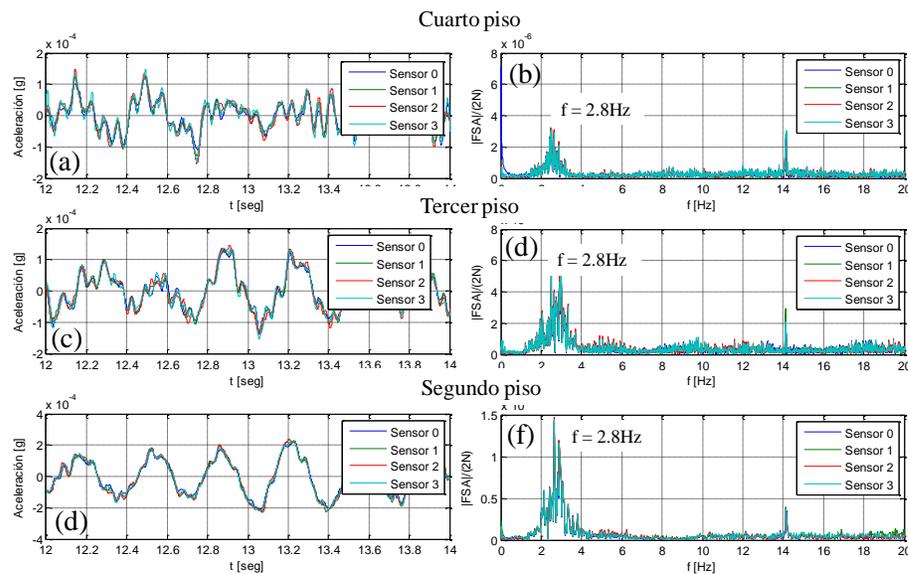


Figura 2-5: Aceleraciones medidas en la dirección EW en el extremo sur-oeste de la edificación.

2.4 Identificación de frecuencias en el suelo y Funciones de Transferencia

La Figura 2-6 muestra el auto-espectro de Fourier medido sobre el suelo en la periferia del edificio. Los valores predominantes de frecuencias entre 2.5Hz y 3.0Hz corresponden a los mismos valores de vibraciones principales del edificio mostrados en la Figura 2-3 y la Figura 2-5, lo cual indica que el suelo circundante también se mueve junto con la estructura ya sea como consecuencia de la vibración de la estructura, o que el suelo se mueve mediante la transferencia de ondas provenientes por ejemplo de las cargas de tráfico cercano y por ende mueve la estructura. Las mediciones de la edificación fueron utilizadas para establecer una función de transferencia entre la base del edificio a nivel del suelo (entrada) y el punto más alto (salida). Figura 2-7 (a) muestra el espectro de Fourier de aceleraciones medidas en el techo de la edificación revelando una frecuencia principal de la estructura similar a la de la Figura 2-5. La función de transferencia calculada con las vibraciones medidas se muestra en la Figura 2-7 (b) en que la frecuencia principal de 3.0Hz es mayor que la frecuencia principal del sistema vibrando, dado que la función de transferencia revela la frecuencia de vibración de la estructura sin interacción suelo-estructura (Safak, 1995), es decir la frecuencia con que vibraría la edificación cimentada sobre roca. La Figura 2-7 (c) muestra la comparación entre la Función de Transferencia medida y aquella calculada para un sistema de un grado de libertad lineal-elástico según la ecuación (1) en donde “m”, “c”, “k” y “W” representan la masa, amortiguamiento, rigidez y frecuencia angular respectivamente. Desviación del comportamiento real de la estructura del modelo lineal son evidencia del comportamiento no-lineal mencionado. Con base en las observaciones anteriores, se puede determinar que existe dependencia entre el suelo y la edificación en la definición del sistema dinámico, por lo cual una representación adecuada debería incluir el efecto del suelo con un modelo simplificado al menos igual al de la Figura 2-2.

$$H(\Omega) = \frac{-m\Omega^2}{-m\Omega^2 + ci\Omega + k} \quad (1)$$

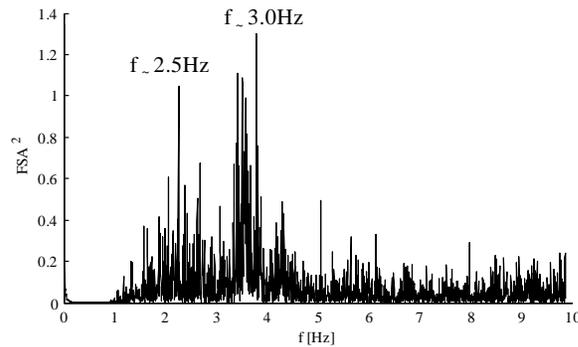
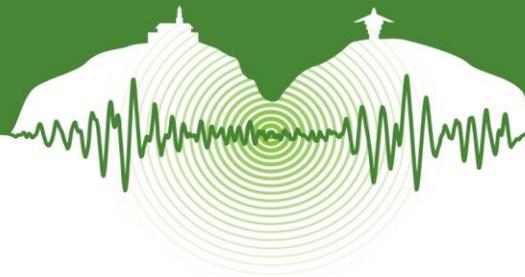


Figura 2-6: Frecuencias principales de vibración detectadas en el suelo.

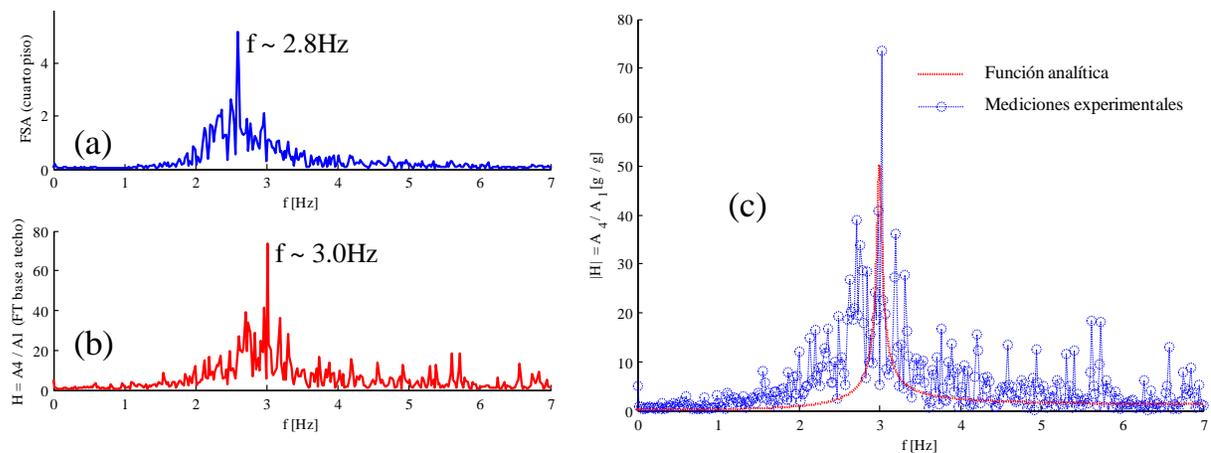


Figura 2-7: Función de transferencia entre la base y el techo del edificio (EW).

3 MODELACIÓN MATEMÁTICA DEL SISTEMA

Con base en las observaciones anteriores, la modelación propuesta incluye tanto la superestructura (edificación) como el suelo circundante bajo la cimentación similar a la representación física mostrada en la Figura.

3.1 Suelo

La contribución de la cimentación de pilotes junto con el suelo circundante fue introducida mediante la siguiente ecuación en que E_c , I_p , R y $f_{x,1}$ son respectivamente el módulo de elasticidad del pilote, su inercia, su radio y un factor que identifica la elasticidad del medio semi-infinito de suelo que circunda el pilote (Brajas, 2010). La estimación de la rigidez total de la cimentación mencionada considerando la interacción entre todos los pilotes corresponde a la formulación de Novak. Las Figuras 3-1 (a), (b) y (c) muestran respectivamente el arreglo geométrico de la planta de pilotes, el valor de interacción para cada par de pilotes y el valor promedio del factor de interacción de grupo por pilote referencia, para el análisis de la dirección vertical de los movimientos del edificio. Esta formulación permitió establecer la rigidez global del sistema de cimentación para incorporarlo en el modelo matemático del sistema.

$$k_{\text{suelo-cimentacion}} = \frac{E_c I_p}{R^3} \cdot f_{x,1} \quad (2)$$

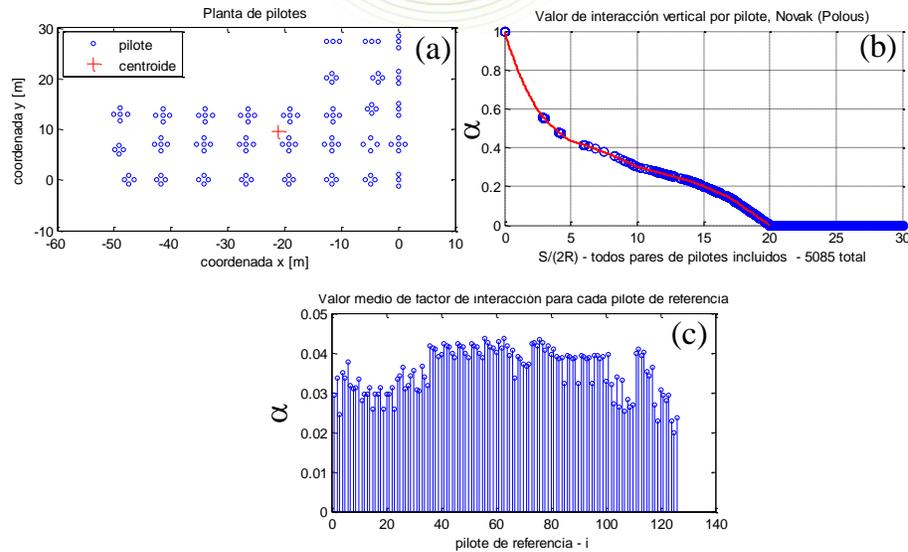


Figura 3-1: Cálculo del efecto del sistema pilote-suelo para incorporar en el modelo matemático.

3.2 Modelo completo

El modelo completo de la edificación con representación de la contribución del suelo puede verse en la Figura 3-2 (a) y la Figura 3-2 (b) puede verse la conformación del sistema estructural de losa, vigas y columnas para representación del sistema de piso. El suelo junto con la cimentación de pilotes fueron introducidos mediante la formulación anterior para las dos direcciones horizontales principales de la edificación, la geometría y propiedades mecánicas de los materiales fueron asignados al modelo con base en información de planos originales de diseño. Las frecuencias fundamentales en cada dirección calculadas con el modelo matemático y que comparan adecuadamente con los valores mostrados en la Figura 2-3 y la Figura 2-5, son de $f_{NS} = 2.4\text{Hz}$ y $f_{EW} = 2.5\text{Hz}$, respectivamente.

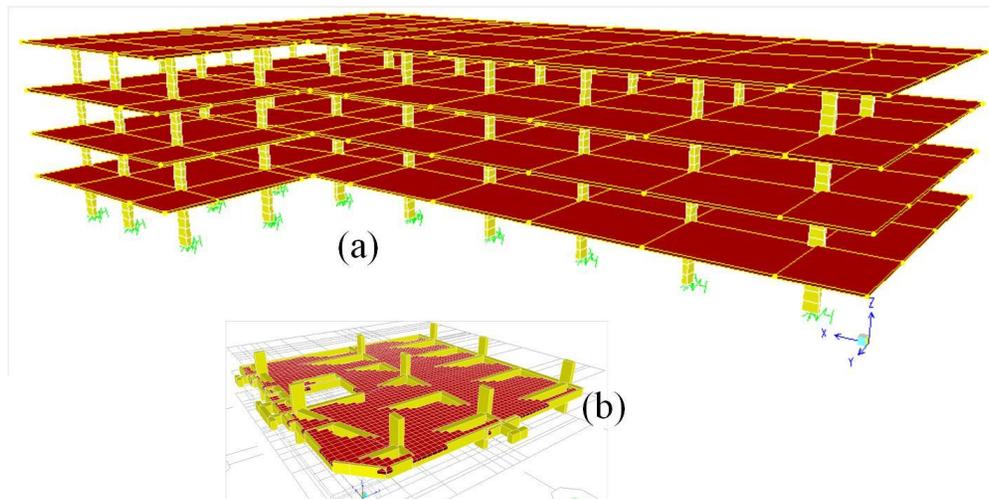
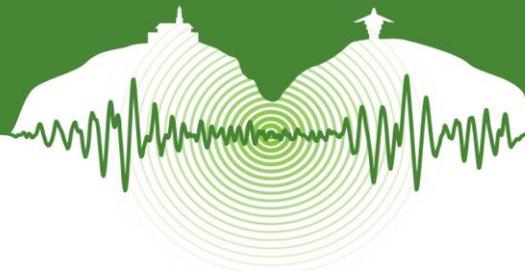


Figura 3-2: Modelo matemático de la edificación con representación del suelo.

4 ORIGEN Y MAGNITUD DE LOS MOVIMIENTOS

El programa experimental de monitoreo dinámico incluyó la medición de los movimientos del edificio bajo la circulación controlada en velocidad y paso de un camión de 30ton, con el fin de identificar la relación entre el tráfico circundante y los movimientos percibidos por los usuarios de la edificación. La Figura 4-1 muestra el arribo del tren de ondas del vehículo circundante medido en la dirección EW, el cual se propaga desde el primer piso a nivel del suelo hasta los pisos superiores en los cuales los movimientos aumentan en magnitud. Experimentos similares fueron realizados para la dirección NS en que se verificó también la relación entre



los movimientos de la edificación y el tráfico circundante. Las magnitudes de las vibraciones medidas fueron cuantificadas con el fin de establecer la condición de riesgo tanto para la edificación como para los usuarios. La Figura 4-2 muestra las vibraciones medidas en el edificio evaluadas según un estándar internacional (ACI, 2004) en que se muestra que las magnitudes son menores y no representan riesgo ni para la edificación ni las personas, lo cual evidencia que incluso para bajos niveles de movimientos el fenómeno de interacción suelo-estructura puede ser un factor que influencia la dinámica estructural de una edificación.

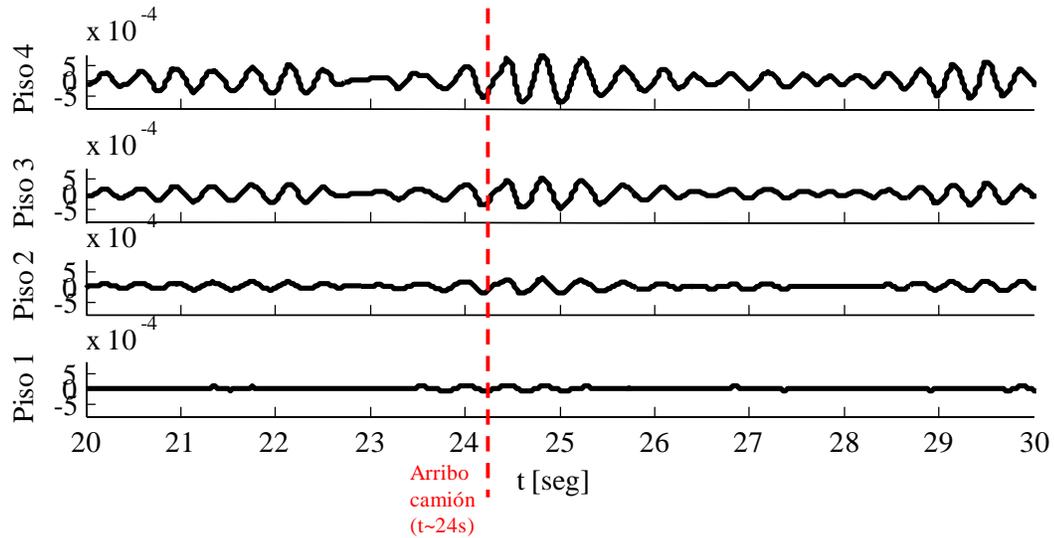


Figura 4-1: Vibraciones en el edificio al paso controlado de un camión de 31 toneladas.

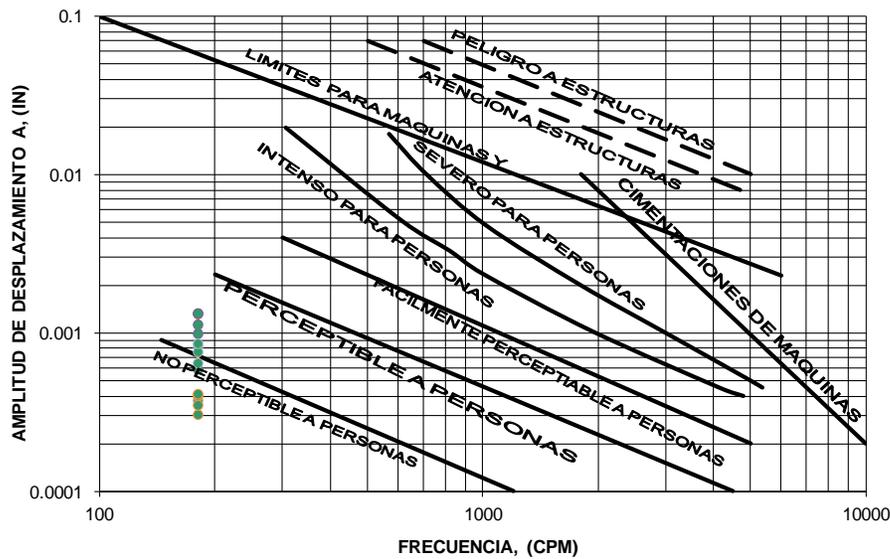
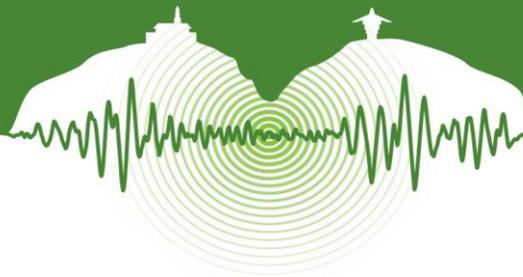


Figura 4-2: Evaluación de vibraciones percibidas en la edificación.



CONCLUSIONES

Los resultados presentados en este artículo muestran como la interacción suelo-estructura constituye un factor importante en la respuesta ante sollicitaciones dinámicas. Aunque el estudio desarrollado se centra en la respuesta de una edificación ante cargas vehiculares, la importancia de considerar el cambio en términos de frecuencia del sistema y amortiguamiento del mismo, es un elemento esencial para predecir el comportamiento de las estructuras ante sollicitaciones sísmicas. Lo anterior teniendo en cuenta lo observado en eventos como el sismo de México (1985) en donde el mismo sistema estructural tuvo un comportamiento muy diferente dependiendo de la estratigrafía sobre la cual estaba fundado y su cimentación [Bard et al. (1996) y Chávez-García & Brad (1994)].

La consideración de la cimentación en el modelo estructural genera una flexibilización del sistema lo cual se traduce en una disminución de las frecuencias fundamentales de respuesta del mismo. Lo anterior tiene una mayor relevancia en estructuras cimentadas en estratos de suelo blando (como el caso de la mayoría de estructuras construidas en la ciudad de Bogotá) en donde el cambio de frecuencia de vibración por contribución del suelo sería notorio. Un sistema más flexible presenta en general más susceptible a experimentar mayores niveles de vibración. El presente estudio demuestra cómo la inclusión del suelo en el modelo de análisis puede ser relevante. Aunque en la práctica común de diseño se desprecie la flexibilidad del suelo en función de una estimación conservadora de fuerzas según el espectro de diseño, sería importante verificar cuál es el efecto del suelo a la luz del espectro de desplazamiento al introducir más flexibilidad y con ello más sollicitaciones de derivas.

REFERENCIAS

- Bard, P.-Y., Guéguen P., and Wirgin, A. 1996. A note on the seismic wavefield radiated from large building structures into soft soil. *Proc. Eleventh World Conf. on Earthq. Engrg.*, June 23-28, Acapulco, México, paper No. 1838, Elsevier Science Ltd.
- Braja. 2010. *Principles of Geotechnical Engineering*, Cengage Learning.
- Chávez-García, F.J., and Bard, P.-Y. 1994. Site effects in Mexico City eight years after the September 1985. *Michoacan earthquakes, Soil Dyn. Earthquake Eng.*, Vol 13, pp. 229-247.
- Consuegra F., and Irfanoglu A. 2012. Variation of small amplitude vibration dynamic properties with displacement in reinforced concrete structures. *Experimental Mechanics*. doi 10.1007/s11340-011-9590-0.
- Lysmer J., and Kuhlemeyer, A. M. 1969. Finite dynamic model for infinite media. *Journal of Engineering Mechanics, Proceeding of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 95, pp. 859-877.
- Oppenheim A., Schafer, R., and Buck J. 2006. *Discrete-Time Signal Processing* (2d Edition). Pearson Prentice Hall
- Safak E. 1995. Detection and identification of soil-structure interaction in buildings from vibration recording. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 121, N° 5, pp. 889-906.



Caracterización dinámica de un suelo usando un simulador sísmico

Dynamic characterization of a soil using a shaking table

Salvador Mantilla^{1*}, Eimar Sandoval², Peter Thomson³

¹ Est. Maestría en Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, Universidad del Valle, Cali, Colombia

² Profesor Asistente, Escuela de Ingeniería civil y Geomática, Universidad del Valle, Cali, Colombia

³ Profesor Titular, Escuela de Ingeniería civil y Geomática, Universidad del Valle, Cali, Colombia
Grupo de Investigación G-7.

RESUMEN

Las propiedades dinámicas de los suelos tienden a tener un comportamiento no-lineal y, por lo tanto, difíciles de caracterizar. Para un análisis de propagación de ondas, es necesario conocer la rigidez, el amortiguamiento, la relación de Poisson y la densidad del suelo. Propiedades como la rigidez y el amortiguamiento presentan una dependencia fuertemente no-lineal con respecto a la deformación cortante (γ), mientras que la relación de Poisson y la densidad generalmente tienen una variación despreciable bajo cargas dinámicas, lo que hace más fácil su caracterización. En este artículo se describe la caracterización de una muestra de suelo arenoso de origen aluvial mediante el uso de un simulador sísmico de mediano tamaño y una caja cortante de 95 cm de ancho, 61 cm de largo y 55 cm de altura. La muestra fue sometida a excitaciones dinámicas en la base, principalmente a barridos de frecuencias, mediante un simulador sísmico uniaxial. En los ensayos se midieron las aceleraciones a diferentes profundidades y el desplazamiento en la parte superior de la caja. Para caracterizar la no-linealidad de las propiedades, se diseña e implementa un controlador digital en tiempo real para el simulador sísmico el cual mantiene constante el desplazamiento relativo entre la parte superior y la base de la caja cortante. De esta manera se obtienen las frecuencias naturales y razones de amortiguamiento de la muestra de suelo para diferentes amplitudes constantes de deformación. Las amplitudes de la caja fueron variadas entre 0.5 y 2.5 mm, lo que corresponde a deformaciones cortantes de la muestra de arena entre 0.1% y 4.5%. Para el rango de amplitudes evaluadas, se observó una variación de la frecuencia natural del suelo entre 13 y 15.5 Hz y en los niveles más altos de deformación cortante se obtuvo el mayor amortiguamiento.

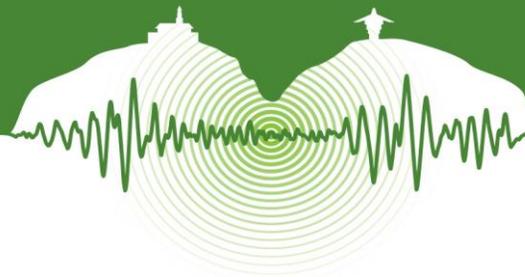
Palabras clave: comportamiento no-lineal, dinámica de suelos, simulador sísmico, caja cortante

ABSTRACT

Dynamics properties of soils tend to be non-linear and hence their characterization can be challenging. For a wave propagation analysis it is necessary to have values of the soil stiffness, damping, Poisson's ratio and density. Soil stiffness and damping tend to have a strongly nonlinear dependence on shear strain (γ), while Poisson's ratio and density usually have negligible variations under dynamic loads which greatly simplifies their characterization. In this paper a sample of alluvial sand is characterized using a medium size shaking table and a shear box with a width of 86 cm, length 56 cm and height 50 cm. The shear box was subjected to dynamic base excitations, mostly sine sweeps, using a uniaxial shaking table. Data was acquired during the tests corresponding to accelerations at different depths and displacements at the top of the box. In order to characterize the nonlinear behavior of the soil, a real-time digital controller was designed and implemented for the shaking table that maintained constant amplitude of the relative displacement between the top and bottom of the shear box at all excitation frequencies. Natural frequencies and damping ratios of the soil were obtained at constant strain amplitudes. Relative displacements of the shear box varied between 5 and 25 mm, which correspond to shear strains in the soil between 0.009 and 0.045. For the shear strain amplitudes evaluated, the natural frequency varied between 13 and 16 Hz and damping was greatest at the highest levels of shear deformation.

Keywords: nonlinear behavior, soil dynamics, shaking table, shear box.

* juan.salvador.mantilla@correounivalle.edu.co



1 INTRODUCCIÓN

Las propiedades dinámicas de los suelos son parámetros importantes en el análisis y diseño de estructuras sometidas a cargas dinámicas, como sismos. Una evidencia de la relevancia de conocer este tipo de parámetros son los estudios de microzonificación sísmica (Pitilakis, 1992), como el desarrollado en Cali-Colombia en el año 2005, donde se han utilizado las metodologías de análisis en frecuencia y en tiempo para caracterizar los suelos de la ciudad de acuerdo con su tipo de respuesta ante una sollicitación dinámica.

Actualmente existen diferentes métodos para determinar dichas propiedades entre los cuales se destacan: la reflexión y la refracción sísmica, los cuales son de bajo costo, pero también de bajo detalle en la estratigrafía del perfil de velocidades de onda cortante. Además están los métodos de *downhole* y *drosshole*, que permiten obtener el perfil de velocidades de ondas de corte con buena resolución, pero a un elevado costo (Pinilla, 2012). También existen ensayos de laboratorio como la columna resonante, el pulso ultrasónico, *bender elements* y el triaxial cíclico (Kramer, 1996). Es común encontrar correlaciones entre el número de golpes (N) del ensayo de Penetración Estándar y la velocidad de onda cortante S, como las propuestas por: Imai (1977), Imai y Yoshimura (1970), Ohba y Toriumi (1970), Ohta y Goto, (1978), Okamoto et al. (1989) y la Japan Road Association (2002).

Se han desarrollado metodologías alternativas a las descritas anteriormente para la obtención de estas propiedades dinámicas, por ejemplo Zhao y Chen (2008) utilizaron un simulador sísmico para encontrar la frecuencia natural y el amortiguamiento de un estrato de suelo. Dichos ensayos deben tener especial cuidado del rango de deformación del suelo, debido a que parámetros como la rigidez y el amortiguamiento presentan una dependencia no lineal con respecto a la deformación cortante (Ramberg y Osgood, 1943), tal como se observa en la Figura 1. En la cual se aprecian las curvas típicas de variación del módulo cortante (G) y la razón de amortiguamiento (ζ) con respecto a la deformación cortante (γ). Por lo general, la rigidez del suelo disminuye para mayores niveles de deformación, pero aumenta su capacidad de disipación de energía. En este artículo se analizará, dicho comportamiento para una muestra de suelo arenoso de origen aluvial.

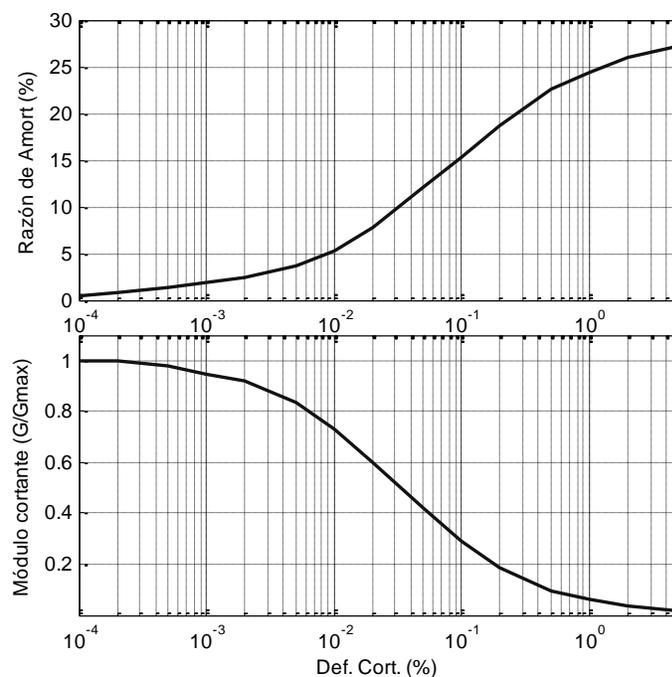
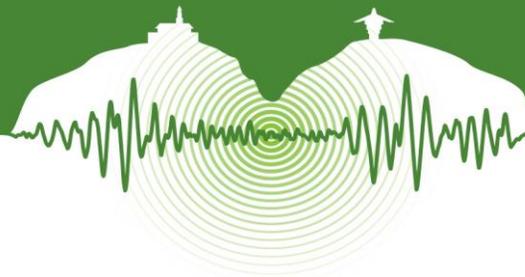


Figura 1: Curvas típicas de degradación del módulo cortante y aumento del amortiguamiento en suelos.



2 MONTAJE EXPERIMENTAL

En este artículo se describe el comportamiento dinámico de una muestra de suelo arenoso de origen aluvial, extraída de una orilla del río Cauca, en la zona de Puerto Mallarino, Colombia. La muestra se caracterizó geotécnicamente mediante ensayos de granulometría, como lo muestra la Figura 2.

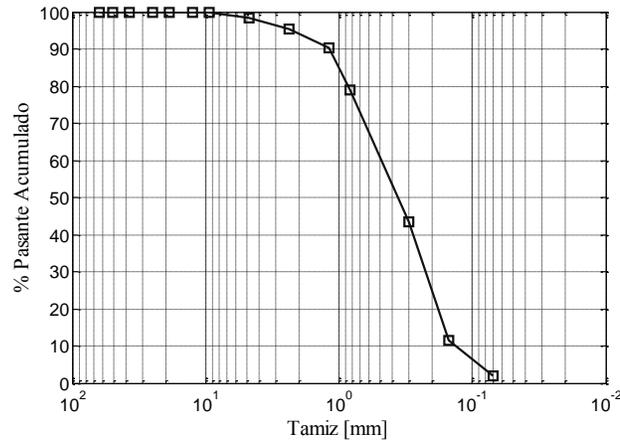


Figura 2: Curva granulométrica de la muestra de suelo.

La muestra de suelo se compactó, en 5 capas de 10 cm con humedad del 60%, en una caja diseñada para medir esfuerzos cortantes o caja de cortante, la cual tiene 55 cm de altura, 91 cm de largo, 61 de ancho y el espesor de las paredes es de 2.5 cm. La cual está compuesta por capas de aluminio de 8mm de espesor que rodean una capa de neopreno de 5mm de espesor. El sistema suelo-caja se instaló sobre la mesa vibratoria de la Escuela de Ingeniería Civil y Geomática de la Universidad del Valle para registrar su comportamiento ante movimiento en la base. Dicho sistema fue instrumentado con un conjunto de cinco acelerómetros y dos LVDT, como se ilustra en la Figuras 3-4.

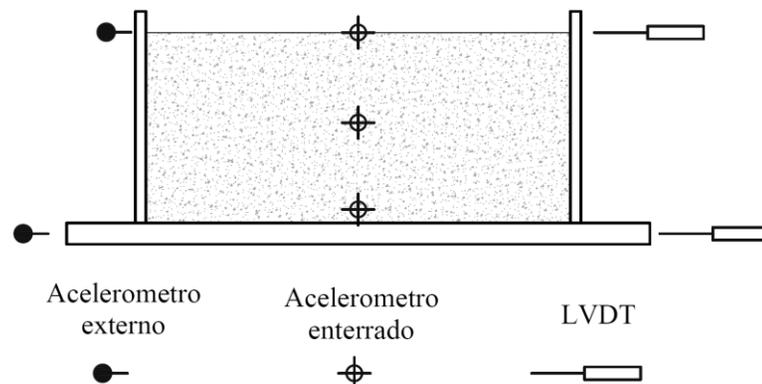


Figura 3: Instrumentación de la caja de cortante.

En algunas aplicaciones de ingeniería es imprescindible conocer la respuesta dinámica de un sistema sin exceder ciertos rangos de deformación, velocidad o aceleración. Incluso cuando la señal de entrada está bien definida, por ejemplo un barrido de frecuencias, no siempre se puede asegurar que la respuesta del sistema se mantenga en dichos rangos, lo anterior debido a que la dinámica de la mesa sísmica y la del modelo mismo inciden en la respuesta que se mide. Por esa razón se implementa un nuevo controlador que modifica la señal de referencia del simulador sísmico, de tal manera que la respuesta relativa del sistema ensayado se mantenga constante durante todo el ensayo.

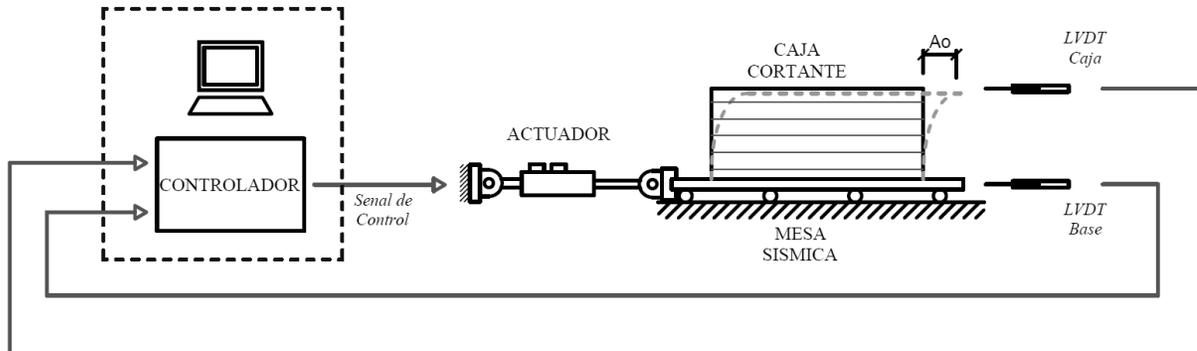


Figura 4: Bucla esquemática del control de la mesa.

Al implementar este controlador es necesario contar con un sensor instalado en la base del modelo y otro en el lugar geométrico (grado de libertad) del modelo que se desea controlar. El algoritmo del controlador compara las dos señales, base y modelo, en el dominio de frecuencias y basado en esta relación modifica la amplitud de la señal de entrada, independientemente de la dinámica del modelo ensayado su respuesta relativa se mantiene constante.

En el caso de la caja cortante se utilizan dos LVDT como referencia del controlador para mantener el desplazamiento relativo de la caja cortante para en un rango asignado y de esta manera caracterizar sus propiedades dinámicas para cada rango de deformación cortante del suelo. Un esquema de este controlador se puede apreciar en la Figura 4.

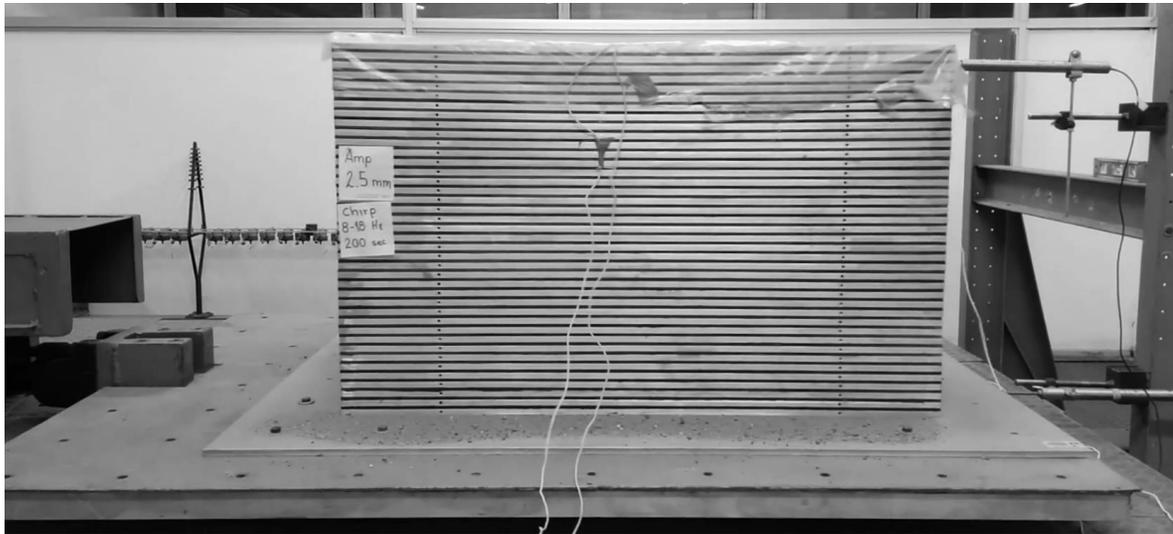
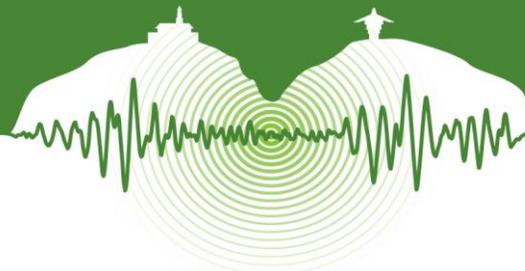


Figura 5: Fotografía del montaje experimental.

3 PRUEBAS EXPERIMENTALES

Inicialmente se caracteriza dinámicamente la caja cortante vacía, sometiéndola a barridos de frecuencia en la base y adquiriendo las aceleraciones. Luego se introduce la muestra de suelo compactada en la caja para ser sometida a excitaciones dinámicas en la base, principalmente a barridos de frecuencias, usando el simulador sísmico con el controlador anteriormente descrito. En cada ensayo se define el valor de desplazamiento relativo al que se someterá la caja y se adquieren aceleraciones y desplazamientos. Se hacen ensayos para 0.5, 1.0, 1.5, 2.0 y 2.5 milímetros de amplitud del desplazamiento relativo (A_o en la Figura 4) lo que representa deformaciones cortantes entre 0.1% y 0.5%.

Se propone un modelo dinámico para representar la caja con suelo, el cual considera la condición de compatibilidad de deformaciones entre ambos elementos. En función de dicho modelo se comparan las funciones de transferencia analíticas para el sistema



Caja-Suelo y el sistema de la caja sola. En función de esta comparación se pueden calcular las propiedades dinámicas del suelo utilizando los registros experimentales del conjunto Caja-Suelo.

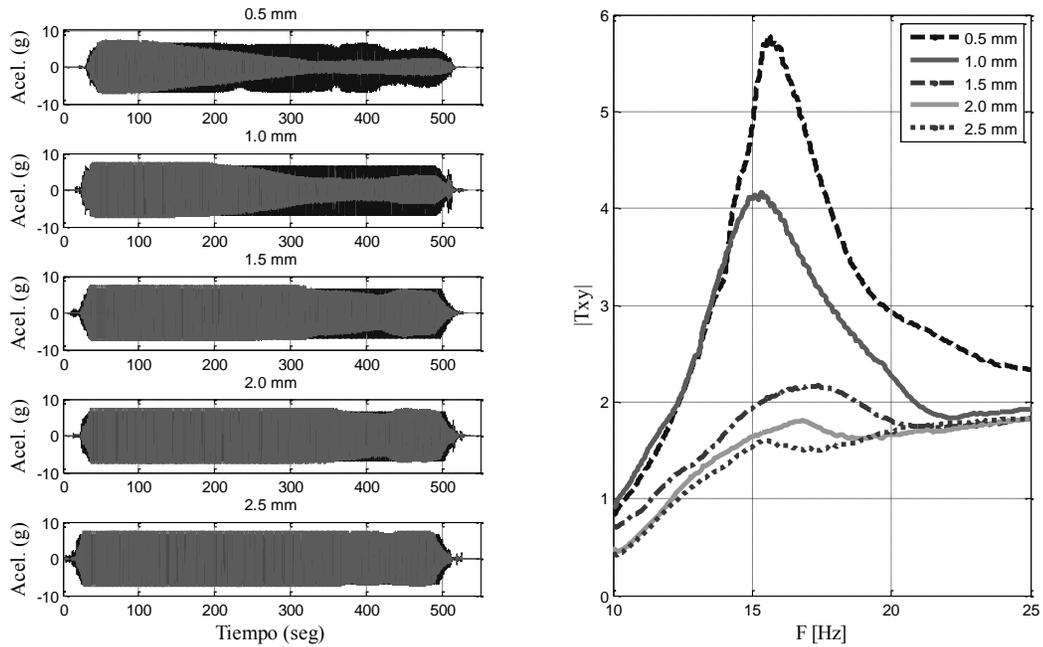


Figura 6: Registros de Aceleraciones y funciones de transmisibilidad.

4 RESULTADOS

Los registros de aceleraciones son procesados en el dominio de frecuencias utilizando MATLAB. En la Figura 6 se muestran algunos registros de aceleraciones en el tiempo debidas a barridos de frecuencia de 30 a 10 hz para diferentes amplitudes de desplazamiento relativo y las correspondientes funciones de transmisibilidad, con las cuales se obtienen las frecuencias naturales y las razones de amortiguamiento del estrato de suelo.

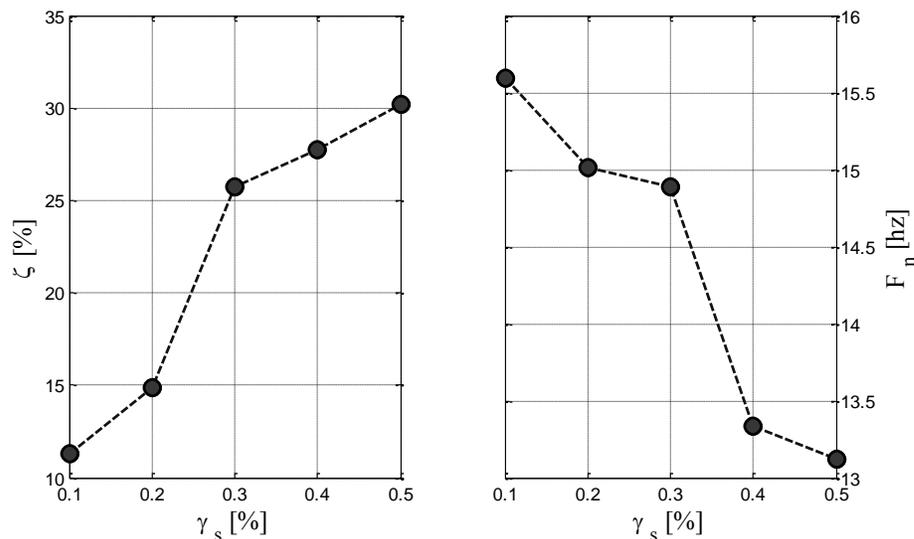
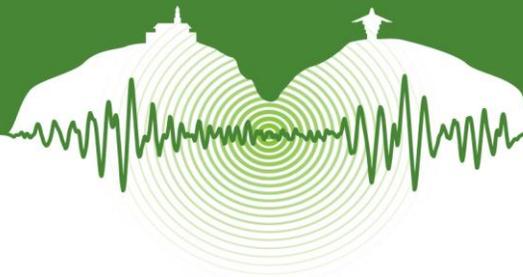


Figura 7: Variación de la frecuencia natural y el amortiguamiento.



5 CONCLUSIONES

Del trabajo aquí descrito se pueden extraer las siguientes conclusiones: (1) Para la arena de la orilla del Rio Cauca, evaluada en el presente trabajo, tal y como se esperaba, el amortiguamiento aumenta para mayores deformaciones y la frecuencia natural disminuye. (2) Hacer ensayos en un simulador sísmico sin un controlador de amplitud relativa para caracterizar dinámicamente suelos puede llevar a resultados imprecisos debido a la dependencia no lineal de la rigidez y el amortiguamiento de los suelos.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Universidad del Valle y al Grupo de investigación G-7 por haber puesto a disposición de los mismos el simulador sísmico y el sistema de adquisición para el desarrollo de los ensayos aquí descritos. Igualmente, se agradece al equipo de trabajo del Laboratorio de Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural de la Universidad del Valle.

REFERENCIAS

- Imai, T. 1977. P and S wave velocities of the ground in Japan. *Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Tokio, pp. 257-260.
- Imai, T. and Yshimura, Y. 1970. Elastic wave velocity and soil properties in soft soil. *Tsuchito-kiso*, Vol 18, N° 1, pp. 17-22.
- Japan Road Association. 2002. Specifications for Highway Bridges. Part V: seismic design.
- Kramer, S. L. 1996. Geotechnical Earthquake Engineering. *Upper Saddle River*. New Jersey: Prentice Hall.
- Ohba, S. and Toriumi, I. 1970. Dynamic Response Characteristics of Osaka Plain. *Proceedings of the annual meeting AIJ (in Japanese)*.
- Ohta, Y. and Goto, N. 1978. Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristics soil indexes. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, pp. 167-187.
- Okamoto, T., Kokusho, T., Yoshida, Y., and Kusunoki, K. 1989. Comparison of surface vs. Subsurface Wave Source Wave Source for P-S Logging in Sand layer. *Proc. 44th Annual Conf.*, pp. 996-997.
- Pinilla, C. I. 2012. Correlación entre el perfil de velocidad de propagación de ondas de corte y el espectro de respuesta en suelos. *Memoria para optar al título de ingeniero civil, Departamento de ingeniería civil, Universidad de Chile, Santiago de Chile*.
- Pitilakis, K., Anastassiadis, A., and Raptakis, D. 1992. Field and laboratory determination of dynamic properties of natural soil deposits. *Earthquake Engineering, Tenth World Conference*. Balkema, Rotterdam.
- Ramberg, W., Osgood W.T. 1943. Description of stress-strain Curves by three Parameters, Technical note 902, National Advisory Committee of Aeronautics.
- Zhao G. and Chen J. 2008. Dynamic Property Identification Of Soil Used In Shaking Table Test: A Comparison Of Several Methods. *The 14th World Conference On Earthquake Engineering*. Beijing, China.



Actualización de la microzonificación sísmica de Manizales

Update of the seismic microzonation of Manizales

Gabriel Bernal^{1*}, Omar Darío Cardona², Mario A. Salgado¹ y Claudia Villegas³

¹Investigador, Centre Internacional de Mètodes Numerics a l'Enginyeria, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España.

²Profesor, Instituto de Estudios Ambientales, Universidad Nacional de Colombia, Manizales, Colombia

³Consultora, INGENIAR CAD/CAE Ltda., Bogotá, Colombia

RESUMEN

Se actualizó la microzonificación sísmica de Manizales mediante la aplicación de una metodología moderna para la evaluación de efectos de sitio en ciudades, la cual está basada en la geometría de las formaciones geológicas conformadas por suelos blandos. Sobre la base de la interpretación geológica para el área de la ciudad, la elevación (sobre el nivel del mar) de los contactos geológicos es definida, y se obtiene un modelo geométrico tridimensional del subsuelo de la ciudad. La información geotécnica disponible se utiliza para asignar tipos de suelo al modelo geométrico. Las características estáticas y dinámicas del suelo se definen como variables aleatorias y sus momentos de probabilidad se calculan mediante estadística sobre los datos geotécnicos disponibles. Una malla de cálculo compuesta por 1275 nodos se define sobre la ciudad y para cada nodo se obtiene una estratigrafía sintética con parámetros geotécnicos asignados siguiendo sus distribuciones de probabilidad. La respuesta dinámica se calcula, para cada nodo de la malla, por medio de un análisis 1D no lineal (lineal equivalente), utilizando un conjunto de espectros de amplitudes de Fourier generados a nivel de roca firme mediante un modelo de espectro de fuente, para diferentes combinaciones de magnitud y distancia. De esta manera se definen funciones de atenuación del movimiento fuerte específicas de cada nodo de la malla de cálculo. Se calcula la amenaza sísmica a nivel de superficie del terreno y se obtienen los espectros de amenaza uniforme para 475 años de periodo de retorno. A partir de dichos espectros se ajustan espectros de diseño armonizados a la NSR 10, mediante la búsqueda aleatoria de los parámetros F_a y F_v que garantizan un ajuste óptimo. Se calculó la amenaza a nivel de roca firme para establecer los valores de los parámetros A_a y A_v . De esta manera, para cualquier ubicación dentro de la ciudad, es posible establecer los valores para determinar el espectro de diseño adecuado. Los resultados de esta microzonificación se presentan de manera rasterizada, lo cual implica un salto cualitativo desde la concepción tradicional de la microzonificación sísmica por zonas, a una concepción por puntos dentro de una malla de cálculo, y en general en cualquier ubicación seleccionada haciendo uso del modelo desarrollado.

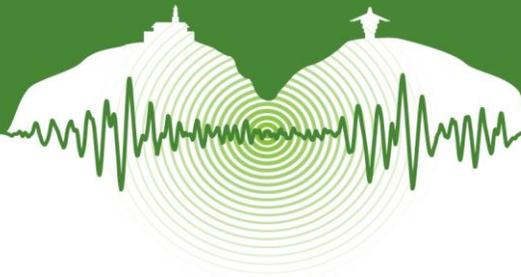
Palabras clave: Microzonificación sísmica, amenaza sísmica, respuesta dinámica de suelos, normativa sismo resistente.

ABSTRACT

Seismic microzonation of Manizales was updated by applying a modern methodology for assessing site effects in cities, which is based on the geometry of geological formations that are formed by soft soils. Based on the geological interpretation for the area of the city, the elevation (above sea level) of geological contacts is defined, and a three-dimensional geometric model of the subsoil of the city is obtained. The geotechnical information available is used to map soil types to the geometric model. The static and dynamic characteristics of the soil are defined as random variables and their probability moments are calculated using statistics on the geotechnical data available. A computational grid of 1275 nodes is defined over the city and for each node synthetic stratigraphies are constructed with geotechnical parameters obtained following their probability distributions. The dynamic response is calculated for each node of the grid, by a 1D nonlinear analysis (linear equivalent) using a set of Fourier amplitude spectra generated at bedrock level using a source spectrum model, for different combinations of moment magnitude and hypocentral distance. Site-specific attenuation functions are generated and used to calculate seismic hazard at surface level. Uniform hazard spectra for 475 years return period are obtained. From these spectra harmonized design spectra to the NSR 10 are generated by random search of F_a and F_v parameters to ensure optimum fit. The hazard at bedrock was calculated to establish the values of A_a and A_v parameters. Thus, for any location within the city, the values to determine the adequate design spectrum can be obtained from the model. The results are presented in raster way, which is a qualitative leap from the original conception of seismic microzonation for areas to a grid of points, so the design spectrum can be obtained in any location by using the model.

Keywords: Seismic microzonation, seismic hazard, soil dynamic response, earthquake resistant design regulations.

* gabernal@cimne.upc.edu



1. INTRODUCCIÓN

La Universidad de los Andes adelantó en el 2002 el Estudio de Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Manizales, con la colaboración de la Universidad Nacional de Colombia sede Manizales. En este estudio se realizó la investigación geotécnica del subsuelo de la ciudad, la evaluación de la respuesta dinámica, y la definición de espectros de diseño en 3 zonas. Las zonas corresponden a:

- Zona A: Depósitos de caída piroclástica (ceniza), de espesor variable.
- Zona B: Depósitos de relleno.
- Zona C: Formaciones rocosas, típicamente del periodo terciario, y asociadas a procesos como flujos de lodos y avenidas torrenciales. Corresponden a suelos de poco espesor.

El estudio realizado por la Universidad de los Andes en 2002, es un excelente referente y, a opinión de los autores, uno de los estudios más avanzados para su época en términos de ingeniería sísmica y dinámica de suelos. No obstante la existencia de un estudio de microzonificación sísmica en Manizales, se aplica en este estudio una metodología novedosa para la evaluación de efectos de sitio en la ciudad, la cual está basada en la geometría de las formaciones geológicas que dan origen a los suelos blandos (Bernal et al., 2013). Esta metodología permite calcular la respuesta dinámica del suelo en cualquier punto dentro de la ciudad, y consecuentemente realizar cálculos de amenaza sísmica a nivel de superficie y la armonización de dicha amenaza a la normativa nacional.

2. MODELO GEOTÉCNICO DE MANIZALES

Para determinar la respuesta dinámica en una ubicación específica, se requiere conocer las características estratigráficas y propiedades geotécnicas de los suelos existentes. Estos factores son cruciales para la correcta determinación de los valores de amplificación asociados al comportamiento dinámico del suelo en condiciones de movimiento fuerte. La manera como cada uno de estos factores influyen la respuesta definitiva ha sido objeto de estudios teóricos y experimentales a nivel mundial en años recientes.

La información geotécnica existente para Manizales es el resultado de una serie de estudios que se han llevado a cabo en la ciudad desde hace más de una década. Se cuenta entonces con información geotécnica referente a exploraciones de suelos con fines de evaluación de respuesta dinámica local, información de profundidad de basamento rocoso, periodos dominantes de los depósitos de suelo y amenaza general a nivel de superficie, como resultado del estudio de microzonificación sísmica de la ciudad.

2.1 Geología de Manizales

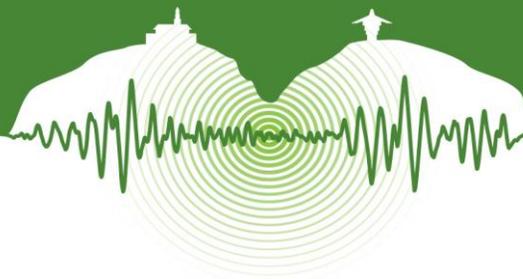
La mayoría de la extensión de la ciudad se encuentra sobre depósitos de caída piroclástica (ceniza), de espesor variable. Se destacan también el complejo Quebradagrande, la formación Manizales y la formación Casabianca. El Complejo Quebradagrande incluye rocas volcánicas y sedimentarias, principalmente areniscas líticas, brechas sedimentarias, conglomerados polimícticos con clastos volcánicos, cuarzo lechoso, fragmentos de anfibolitas, chert, lutitas, lentes de calizas y grauvacas (Duque, 2006). Presenta en general alto buzamiento con excepciones locales.

Según Naranjo y Ríos (1989), la Formación Manizales suprayace el basamento metasedimentario y es a la vez la unidad inferior del supraterrano vulcanoclástico de Manizales. Está constituida por un conjunto de rocas sedimentarias vulcanogénicas con clastos del complejo volcánico Ruiz-Tolima. Los afloramientos de la Formación Manizales se dan al occidente de la ciudad, en donde la unidad presenta un escarpe de falla de más de treinta metros de altura asociado al sistema Romeral. La Formación Casabianca es en términos generales igual a la anterior. Subyace a los depósitos de caída piroclástica que constituyen el terreno superficial de Manizales. Espacialmente, reposa sobre la Formación Manizales y el Complejo Quebradagrande.

La mayoría de la superficie del área urbana de Manizales está constituida por dos unidades cuaternarias de caída piroclástica. La más antigua es una capa de tobas volcánicas afectadas por la última glaciación. La segunda unidad está caracterizada por tefras (cenizas) estratificadas no consolidadas y de ambiente subaéreo. Las capas de los diferentes eventos son visibles y alternan entre ellas lapilli, arena volcánica y ceniza.

2.2 Información geotécnica

En el estudio de microzonificación sísmica de Manizales (Uniandes, 2002) se realizaron 23 perforaciones exploratorias que constituyen la mejor base de información geotécnica para la ciudad, en términos de evaluación de la respuesta dinámica de los suelos. La mayoría se encuentran ubicados sobre la formación de depósitos de caída piroclástica. La Tabla 1 presenta el nombre, ubicación y profundidad total explorada de los sondeos disponibles. De cada sondeo se cuenta con la siguiente información en profundidad:



- Clasificación del suelo en el sistema USCS[†].
- Descripción del material del estrato.
- Humedad natural del suelo, límites de Atterberg (límite plástico y límite líquido) y propiedades índice derivadas de estos (índice de plasticidad e índice de liquidez).
- Peso específico.
- Perfil de velocidad de onda de cortante, medido mediante ensayo Down Hole.

Tabla 1: Listado de sondeos disponibles obtenidos del Estudio de Microzonificación Sísmica de Manizales (Uniandes, 2002)

Sondeo	Ubicación	Longitud	Latitud	Profundidad
1	Clínica Seguros Sociales	-75.53	5.08	8.75
2	Ingeominas	-75.52	5.07	23.5
3	Parque Caldas	-75.51	5.07	40
4	Facultad de Arquitectura	-75.49	5.06	42
5	Confamiliares	-75.50	5.06	34
6	Escuela Atanasio Girardot	-75.49	5.05	34
7	Colegio Bosques del Norte	-75.49	5.08	31.5
8	Colegio San Pío X La Enea	-75.46	5.03	18
9	Instituto Integrado La Sultana	-75.47	5.06	21
10	Coldeportes	-75.50	5.07	42
11	Colegio Santa Inés	-75.48	5.05	50
12	Subestación Marmato CHEC	-75.51	5.06	16.5
13	Catedral	-75.52	5.07	40
13	Catedral	-75.52	5.07	40
14	Alejandria 1	-75.49	5.05	23.5
15	Alejandria 2	-75.49	5.05	9
16	Torrear	-75.49	5.05	10
17	La Gotera (UNAL)	-75.49	5.06	15
18	P. Fundadores	-75.51	5.07	17
20	Estadio Palogrande	-75.49	5.06	29.5
21	Antigua Alcaldía	-75.52	5.07	25
21	Antigua Alcaldía	-75.52	5.07	25
23	Villa Carmenza	-75.51	5.06	14.8

2.3 Geometría de las formaciones geológicas

A partir de la información de los sondeos existentes, junto con sondeos adicionales obtenidos del estudio de microzonificación sísmica de Manizales (Uniandes, 2002), y estableciendo el límite a nivel de superficie del depósito de suelo blando como el contacto con las formaciones rocosas (Casabianca, Manizales), se definió una capa de espesor aproximado del depósito blando.

La topografía empleada en este estudio tiene una resolución espacial de 30 m y fue obtenida del proyecto ASTER GDEM[‡] de la NASA. La topografía y la base del depósito de suelo blando constituyen la geometría del problema, y permiten definir espesores de suelo blando en toda la ciudad. La Figura 1 muestra un esquema tridimensional de las capas de topografía de contacto rocoso y topografía superficial.

Para el caso de la geometría de la tabla de agua, se estableció un valor promedio de 7 metros de profundidad para toda la ciudad. Esta suposición se adoptó por simplicidad dada la dificultad en la definición de la variación espacial de este parámetro.

[†] Unified Soil Classification System

[‡] ASTER Global Digital Elevation Map. <http://asterweb.jpl.nasa.gov/>

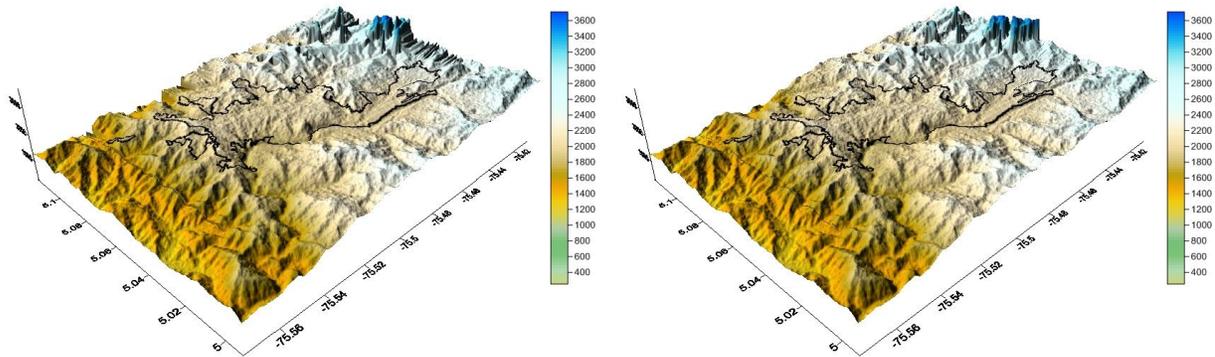


Figura 1: Esquema tridimensional de la topografía del contacto de roca (izquierda) y de la topografía de la superficie (derecha). Valores en metros sobre el nivel del mar.

2.4 Modelo geotécnico

En este estudio se aplica una metodología moderna de evaluación de los efectos de sitio en grandes extensiones, la cual se basa en la generación de estratigrafías sintéticas sobre ubicaciones arbitrarias en la ciudad, las cuales no han sido exploradas anteriormente. Estas estratigrafías son la base para la evaluación de la respuesta dinámica de los suelos blandos. La correcta aplicación de esta metodología depende en gran medida de la correcta definición de las estratigrafías.

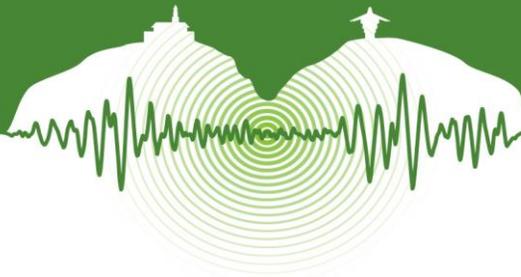
Las estratigrafías se construyen en función de la geometría de las formaciones geológicas y de los tipos de suelo definidos para cada una. Los tipos de suelo representan la variación en profundidad de los momentos estadísticos de todas las propiedades geotécnicas. Esto quiere decir que las propiedades geotécnicas se modelan como variables aleatorias. Las propiedades geotécnicas incluidas en el modelo son:

- Contenido de humedad
- Límites de Atterberg (límite líquido y límite plástico)
- Propiedades índice (índice de plasticidad e índice de liquidez)
- Peso específico
- Velocidad de onda de cortante

Se definen entonces los siguientes parámetros, en función de la profundidad, para cada una de las propiedades listadas: *valor esperado*, *varianza*, *límite mínimo* y *límite máximo*. Con estos parámetros se define una distribución de probabilidad normal truncada para cada propiedad. Esto permite simular estratigrafías en cada sitio de cálculo. La simulación de estratigrafías se realiza bajo tres preceptos fundamentales que se asumen ciertos:

1. Las formaciones geológicas superficiales son las que dan origen a los depósitos de suelo blando.
2. Materiales con el mismo origen geológico tienden a tener propiedades similares, que presentan variaciones importantes en la profundidad.
3. Las propiedades geotécnicas que caracterizan los suelos tienen incertidumbre. Esta incertidumbre puede ser cuantificada mediante análisis estadísticos sobre los datos de los suelos asociados a la misma formación geológica.

Dado que, siguiendo esta metodología, la gran mayoría de los puntos de cálculo corresponden a sitios no explorados aún, la simulación de estratigrafías permite cuantificar la incertidumbre asociada a los valores asignados a las propiedades geotécnicas. Ahora bien, se sabe que las propiedades geotécnicas están correlacionadas en profundidad, dado que si bien el depósito de suelo blando se modela como un medio estratificado, realmente los suelos que pertenecen a la misma formación geológica no presentan estratos marcados, sino variaciones suaves en el valor de sus propiedades en profundidad. Con el fin de cuantificar el nivel de correlación en profundidad, se calcula una matriz de auto correlación C para cada propiedad geotécnica.



$$C = \begin{bmatrix} \rho_{1,1} & \rho_{1,2} & \rho_{1,3} & \dots & \rho_{1,n} \\ \rho_{2,1} & \rho_{2,2} & \rho_{2,3} & \dots & \rho_{2,n} \\ \rho_{3,1} & \rho_{3,2} & \rho_{3,3} & \dots & \rho_{3,n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \rho_{n,1} & \rho_{n,2} & \rho_{n,3} & \dots & \rho_{n,n} \end{bmatrix} \quad (3)$$

C es una matriz simétrica y definida positiva de $n \times n$, en donde n es el número total de intervalos en profundidad. Los elementos de la matriz son los coeficientes de correlación entre intervalos. El coeficiente de correlación entre los intervalos i y j ($\rho_{i,j}$) se determina como,

$$\rho_{i,j} = \frac{Cov(X_i, X_j)}{\sigma_{x_i} \cdot \sigma_{x_j}} \quad (3)$$

en donde X es el parámetro geotécnico en consideración, $Cov(X_i, X_j)$ es la covarianza del parámetro entre los intervalos i y j , y σ_{x_i} y σ_{x_j} son las desviaciones estándar del parámetro en los intervalos i y j , respectivamente. La covarianza $Cov(X_i, X_j)$ se determina como,

$$Cov(X_i, X_j) = \frac{1}{N-1} \sum_{k=1}^N (X_{i,k} - \bar{X}_i) \cdot (X_{j,k} - \bar{X}_j) \quad (3)$$

en donde N es el número total de muestras (sondeos reales) que tienen datos en ambos intervalos i y j . De esta manera, una propiedad geotécnica X , queda definida por:

1. Su valor esperado, como función de la profundidad $\mu_X(z)$
2. Su varianza, como función de la profundidad $\sigma_X^2(z)$
3. Sus límites de truncamiento mínimo y máximo, como función de la profundidad $L1_X(z)$, $L2_X(z)$
4. Su matriz de auto correlación C_X

Dado que se definió que los suelos blandos de Manizales están asociados principalmente al depósito de caída piroclática, se define un único tipo de suelo para la ciudad. Este tipo está descrito completamente por las características listadas anteriormente, las cuales se obtienen mediante un análisis estadístico sobre los datos disponibles en los sondeos existentes.

Las curvas de degradación del módulo de cortante y amortiguamiento para el suelo fueron obtenidas del estudio Uniandes (2002), en el cual se definieron estas curvas como función del índice de liquidez, por ser esta una propiedad que correlaciona muy bien con las variaciones en amortiguamiento y módulo de corte para diferentes niveles de deformación cortante.

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{\gamma}{0.0006 + 0.0002 \cdot IL} \right)^2 \right]} \quad (4)$$

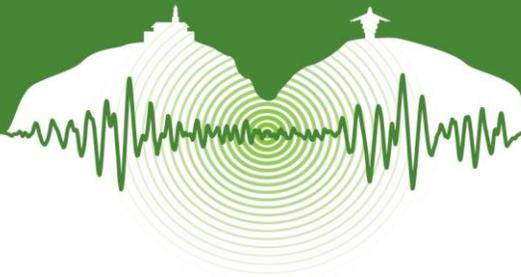
$$\beta = (0.1528 + 0.0205 \cdot IL) \cdot \left(1 - \frac{G}{G_0} \right) \quad (5)$$

En donde, G/G_0 es la relación de variación del módulo de cortante respecto al módulo máximo (G_0), β es el amortiguamiento, γ es la deformación cortante e IL es el índice de liquidez. Como modelo de degradación de rigidez y amortiguamiento en suelos granulares, se emplea el valor promedio de la relación propuesta por Seed e Idriss (1970).

3. RESPUESTA DINÁMICA DE SUELOS

3.1 Estratigrafías sintéticas

Las estratigrafías sintéticas se construyen mediante la simulación de los valores de las propiedades geotécnicas en profundidad. Los pasos para construir una estratigrafía sintética son: 1) se determina la profundidad total de la estratigrafía según el modelo geológico; 2) esta profundidad se subdivide en capas de igual espesor h ; 3) para cada capa, se determinan las propiedades geotéc-



nicas mediante la generación de un número aleatorio, siguiendo su distribución de probabilidad; 4) la secuencia de números aleatorios R que definen la variación en profundidad de una propiedad geotécnica en la estratigrafía simulada, es alterada por la matriz triangular U^{\S} que se define como,

$$U^T U = C \quad (6)$$

Se genera entonces una secuencia de números aleatorios correlacionados R_c , de la siguiente manera,

$$R_c = R U \quad (7)$$

Se definió la malla de cálculo con un total de 50x50 nodos, recortada por un polígono que contiene a la ciudad de Manizales, para un total de 1275 sitios de cálculo. En cada nodo de la malla de cálculo se generó un conjunto de 20 estratigrafías sintéticas, con capas de suelo uniforme de 1 metro de espesor. Cada capa tiene propiedades asignadas de manera aleatoria en función de la distribución de probabilidad de los parámetros geotécnicos y su correlación en profundidad. Adicionalmente a las propiedades geotécnicas básicas, se definen el nivel de amortiguamiento inicial (igual a 3% en todos los casos) y el esfuerzo de confinamiento efectivo, el cual es una función del peso específico de los estratos y de la profundidad del nivel freático.

3.2 Incertidumbre en la respuesta del suelo

La generación de un conjunto de 20 estratigrafías sintéticas por sitio de cálculo, permite estimar el nivel de incertidumbre en la respuesta dinámica del suelo por efecto del desconocimiento del valor exacto de las propiedades geotécnicas. La evaluación de la incertidumbre en la respuesta dinámica de suelos blandos es un tema que ha sido objeto de estudio desde hace varios años y que a la fecha no ha sido resuelto del todo. En este trabajo, se sigue el enfoque propuesto por Bazurro y Cornell (2004), aplicando la modificación propuesta por Stewart y Goulet (2006), en la cual, la desviación estándar del logaritmo de la aceleración espectral en superficie $Sa^s(f)$ (en donde f es el inverso del periodo de vibración estructural) se define como,

$$\sigma_{\ln Sa^s(f)} \approx \sqrt{\sigma_{\ln Sa(f)}^2 + b_1^2 \sigma_{\ln PGA}^2 + \sigma_{\ln AF(f)}^2 + 2b_1 \rho \sigma_{\ln PGA} \sigma_{\ln Sa(f)}} \quad (8)$$

en donde $\sigma_{\ln Sa(f)}$ es la desviación estándar de la aceleración espectral en roca (dada por la función de atenuación), $\sigma_{\ln PGA}$ es la desviación estándar de PGA en roca (dada por la función de atenuación), $\sigma_{\ln AF(f)}$ es la desviación estándar asociada a la incertidumbre en la respuesta dinámica del sitio, b_1 es la pendiente de la relación entre $\ln AF(f)$ y $\ln PGA$, y ρ es el coeficiente de correlación entre los términos de aceleración espectral y PGA en roca.

3.3 Respuesta dinámica del suelo

El método más empleado en la actualidad es el modelo de respuesta lineal equivalente propuesto por Idriss y Seed (1968) y Seed e Idriss (1970). En este método se calcula la respuesta lineal del estrato de suelo usando un método de matriz propagadora y, por medio de un proceso iterativo, se ajustan las propiedades (rigidez a cortante y amortiguamiento) en función de modelos constitutivos de comportamiento no lineal del suelo.

Uno de los métodos de matriz propagadora más ampliamente usado es el desarrollado originalmente por Thompson (1950) y corregido por Haskell (1953). Ha sido empleado no sólo en evaluación de respuesta dinámica, sino en sismología en general, por estar enfocado al análisis de ondas superficiales (Rayleigh y Love) en medios estratificados. Este método (conocido en sismología como el método de Thompson-Haskell) es un caso especial del método de matriz propagadora introducido por Gilbert y Backus (1966). Conceptualmente el método de la matriz propagadora es muy simple. El medio verticalmente heterogéneo se reemplaza por una serie de capas de materiales homogéneos, con características mecánicas conocidas. El movimiento se propaga verticalmente mediante la combinación de las propiedades de todos los estratos en la matriz propagadora. Dado que se trata de operaciones matriciales simples, el método es computacionalmente muy eficiente. Detalles del método de la matriz propagadora pueden consultarse en Aki y Richards (2002).

3.4 Resultados

A partir del análisis de la respuesta dinámica se obtienen parámetros importantes que caracterizan la respuesta de los suelos de Manizales. La Figura 6 presenta el mapa de periodos fundamentales de vibración calculados y la distribución espacial del valor promedio de la desviación estándar del logaritmo de la función de amplificación del espectro de respuesta ($\sigma_{\ln AF(f)}$).

^{\S} La matriz U se determina aplicando la descomposición de Cholesky a la matriz C .

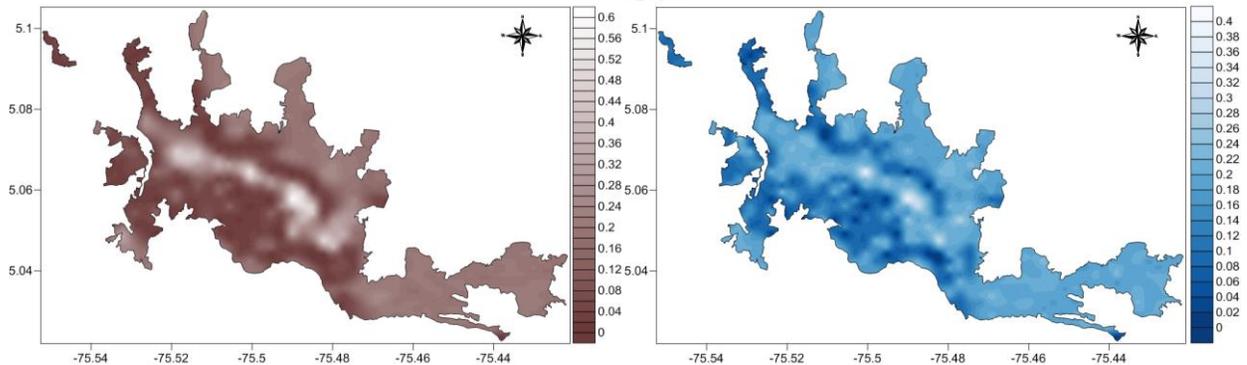
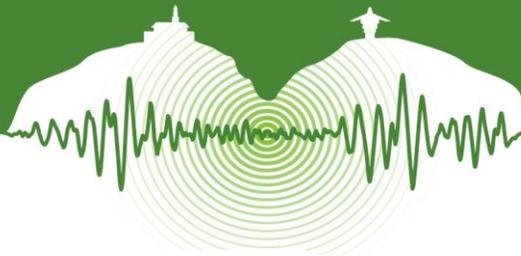


Figura 6: Periodos fundamentales de vibración (izquierda) y distribución espacial del promedio de la desviación estándar del logaritmo de la función de amplificación del espectro de respuesta (derecha).

4. AMENAZA SÍSMICA EN SUPERFICIE DEL TERRENO

En las últimas décadas se ha desarrollado el enfoque probabilista en los análisis de amenaza sísmica, con el fin de involucrar de manera analítica la incertidumbre asociada con las variables que intervienen en el peligro sísmico de una región. Parámetros como la frecuencia de ocurrencia de determinado sismo, la probabilidad de que ocurra en un sitio específico, probabilidades de excedencia de intensidades sísmicas, entre otros, son incluidos en los modelos de cálculo, para conformar un análisis probabilista de amenaza sísmica (PSHA por sus siglas en inglés). El modelo de fuentes empleado ha sido tomado del Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia (AIS 2010, Salgado et.al. 2010). Se tienen un total de 39 fuentes, 31 de las cuales son de tipo cortical, y 8 de subducción.

4.1 Atenuación de las intensidades de movimiento fuerte

Una vez calculada la incertidumbre asociada a la respuesta dinámica del suelo en los sitios de cálculo, es posible generar funciones de atenuación que involucren esta incertidumbre junto con las características de amplificación propias del sitio. Esto permitirá realizar un análisis de amenaza sísmica en cada ubicación con el fin de obtener espectros de amenaza uniforme.

Para este fin se emplea un modelo calibrado del espectro de amplitudes de Fourier (EAF) radiado desde las fuentes sísmicas. Este modelo permite establecer el EAF teórico, dados un momento sísmico y una distancia hipocentral. Dicho EAF teórico es entonces empleado para calcular la respuesta dinámica de la columna de suelo del sitio particular, determinando de esta manera el EAF a nivel de superficie del terreno. De este último, empleando teoría de vibraciones aleatorias, se obtiene la aceleración espectral en superficie. Esta operación se repite para todo el juego de magnitudes y distancias que componen la función de atenuación a nivel de roca firme, de manera que se determina una función de atenuación para el sitio. Finalmente, para cada periodo estructural considerado, se le asocia a la función de atenuación su valor de desviación estándar calculado. El procedimiento se repite para todos los sitios de cálculo. Estas funciones de atenuación están definidas entonces en términos de aceleraciones espectrales para varios periodos estructurales.

4.2 Cálculo de la amenaza sísmica

Una vez conocidas la sismicidad de las fuentes y los patrones de atenuación de las ondas generadas en cada una de ellas, puede calcularse la amenaza sísmica considerando la suma de los efectos de la totalidad de las fuentes sísmicas y la distancia entre cada fuente y el sitio donde se encuentra la estructura. Este cálculo se llevó a cabo en el programa CRISIS 2014 (Ordaz et al., 2014).

La amenaza o el peligro sísmico se expresa, entonces, en términos de la tasa de excedencia de valores dados de intensidad sísmica. Si se leen los valores de intensidad correspondientes a valores fijos de tasa de excedencia (o alternativamente periodos de retorno) en cada uno de los nodos de la malla de cálculo, es posible generar espectros de amenaza uniforme y mapas de amenaza sísmica. La Figura 7 presenta mapas de amenaza sísmica en superficie para PGA y para aceleración espectral con $T=0.5$ seg. En ambos casos el periodo de retorno es de 475 años.

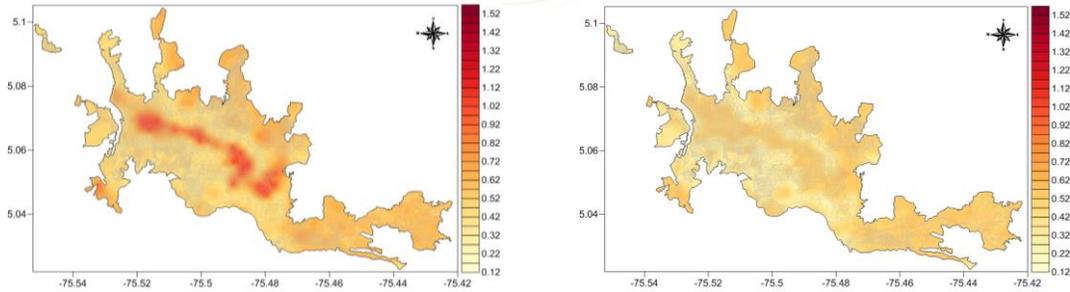


Figura 7: Mapas de amenaza sísmica a nivel de superficie del terreno. Aceleración espectral para $T = 0.0\text{seg}$ (izquierda) y $T = 0.5\text{seg}$ (derecha).

5. ARMONIZACIÓN A LA NSR-10

5.1 Procedimiento de ajuste de formas espectrales

Los espectros de amenaza uniforme obtenidos en los análisis anteriores se utilizan como base para establecer las formas finales de los espectros de diseño. Estos espectros se definen de manera armonizada con lo especificado en la NSR-10. Para la armonización de las formas espectrales se emplea un procedimiento computacional mediante el cual se ajusta una forma espectral particular al espectro de amenaza uniforme calculado en cada sitio. Para garantizar un buen ajuste se minimizan tres características diferentes:

1. La diferencia en el área bajo la curva de los espectros de amenaza y diseño
2. La diferencia máxima de aceleración espectral para cualquier periodo estructural
3. El promedio de las diferencias de aceleración espectral para todos los periodos estructurales.

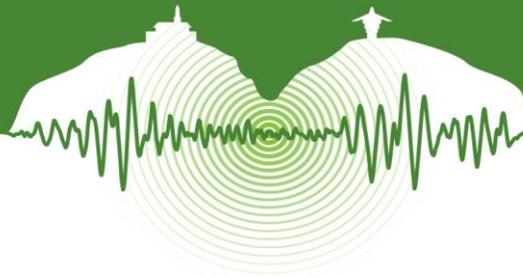
Los espectros de diseño se calculan por medio de la definición de 5 parámetros: Aa , Av , I , Fa y Fv . Con el fin de armonizar los espectros de diseño resultantes a la NSR-10, se fijan los parámetros de amenaza en roca a los especificados para la ciudad de Manizales: $Aa = 0.25g$ y $Av = 0.25g$. El factor de importancia se asume como $I = 1$, dado que es un factor que puede asignarse posteriormente en función del tipo de edificación a diseñar. Por último, se establecen como parámetros libres los asociados al efecto del suelo blando: Fa y Fv .

Dado que se trata de un problema no lineal, no resulta factible emplear métodos estadísticos clásicos para ajustar el valor óptimo de los parámetros del espectro de diseño. Por lo tanto, el procedimiento de ajuste corresponde a una iteración sobre valores de los parámetros asociados al efecto del suelo, siguiendo un algoritmo genético, con el fin de garantizar la convergencia a la solución de la iteración realizada. El procedimiento de ajuste es el siguiente:

1. Se establecen rangos de variación de los parámetros libres (asociados al suelo) con el fin de restringir la iteración sólo a valores lógicos.
2. Se construye una población inicial de tamaño N , compuesta de arreglos de parámetros libres, seleccionados de manera aleatoria dentro de los rangos anteriormente definidos. Esto corresponde a crear N espectros de diseño por cada espectro de amenaza uniforme.
3. Se calcula el error general como la suma de los errores asociados a las relaciones descritas anteriormente: la diferencia en el área bajo la curva de los espectros de amenaza y diseño, la diferencia máxima de aceleración espectral para cualquier periodo estructural y el promedio de las diferencias de aceleración espectral para todos los periodos estructurales.
4. Se asigna un peso a cada espectro de diseño de la población en función de su capacidad de minimizar el error general. Los espectros de diseño cuyo error general sea cercano a cero tendrán un mayor peso dentro de la población total.
5. Se define un número total de futuras generaciones que permita restringir las iteraciones que se van a realizar. Para cada generación se realiza un relevo generacional en el cual se crearán nuevos espectros de diseño, por medio de la selección aleatoria de parejas de espectros dentro de la población total, y la combinación, también de manera aleatoria, de sus parámetros libres. Esta selección se hace de manera ponderada con los pesos previamente asignados, con el fin que los espectros de diseño con errores generales bajos tengan una mayor probabilidad de ser seleccionados que aquellos con errores altos. El relevo se repite un número de veces prestablecido en cada generación. En cada relevo generacional “nace” un nuevo espectro y “muere” el espectro con el error más alto.
6. Se repite el relevo generacional en cada generación y se continúa la iteración hasta completar el número total de generaciones, o hasta alcanzar un valor de tolerancia en el error general que se considere suficientemente bueno.

5.2 Coeficientes de diseño

La aplicación del procedimiento de ajuste resulta en la definición de un espectro elástico de diseño sísmo resistente, para cada punto de la malla de cálculo, el cual cumple con los parámetros establecidos por la norma NSR-10 para edificaciones. La distribu-



ción espacial de los parámetros F_a y F_v se presenta en la Figura 5. Es posible entonces, para cualquier localización dentro de la ciudad, definir un espectro de diseño en función de los parámetros F_a y F_v .

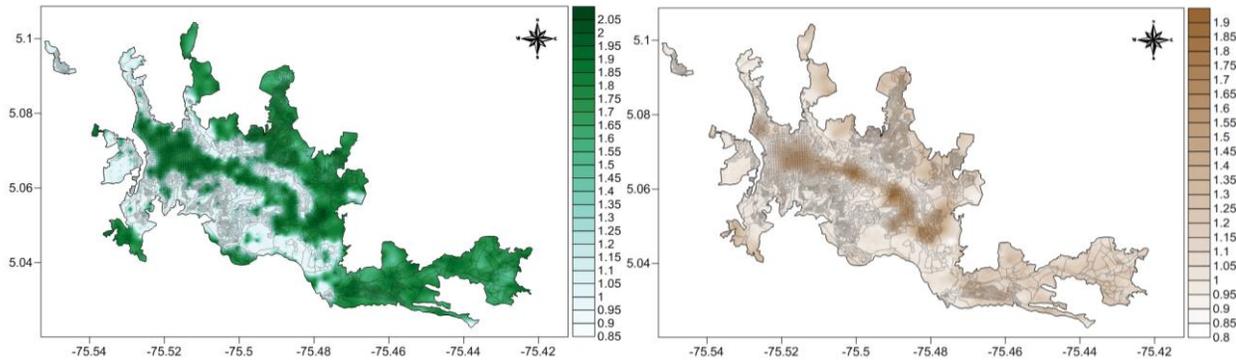


Figura 2: Distribución espacial de los coeficientes de diseño F_a (izquierda) y F_v (derecha).

CONCLUSIONES

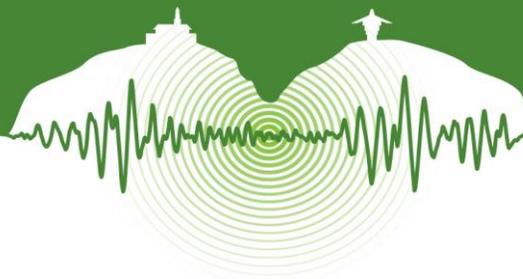
Los resultados muestran un salto cualitativo en la definición de los movimientos sísmicos en superficie del terreno, con relación a las metodologías tradicionales para la microzonificación sísmica de ciudades. Las principales ventajas de la metodología aplicada son:

1. Está basada en la construcción de un modelo geotécnico tridimensional, el cual puede ser fácilmente mejorado y ajustado en la medida que se recopile más y mejor información geotécnica. Este modelo provee toda la información necesaria para el cálculo de la respuesta dinámica del suelo en cualquier ubicación dentro de la ciudad.
2. El desarrollo del modelo geotécnico involucra el conocimiento de la geología superficial de la ciudad, y en particular de las formaciones geológicas que dan origen a los suelos blandos. Adicionalmente permite establecer una relación directa entre dicha geología y las propiedades de los suelos blandos de la ciudad. Este modelo geotécnico es por lo tanto, un insumo importante para futuros trabajos de investigación en la ciudad.
3. Los resultados no se presentan por zonas sino de manera rasterizada, lo cual implica el cálculo de la respuesta sísmica de los depósitos de suelo en un gran número de ubicaciones, de las cuales la gran mayoría no han sido exploradas aún. En particular, en este estudio se calcularon 1275 sitios dentro de Manizales y en sus alrededores. Esto implica un salto cualitativo desde la concepción tradicional de la microzonificación sísmica por zonas, a una concepción por puntos dentro de una malla de cálculo, y en general en cualquier ubicación seleccionada haciendo uso del modelo geotécnico desarrollado.
4. La incertidumbre asociada al desconocimiento de las características geotécnicas de los suelos está debidamente calculada en el análisis, de manera que puede ser incorporada en posteriores evaluaciones de la amenaza sísmica siguiendo la metodología probabilista. Esto implica un salto cualitativo en lo que se refiere a considerar, en la evaluación de los movimientos sísmicos de diseño, todas las fuentes de incertidumbre de manera integral. En enfoques anteriores al acá propuesto, la respuesta dinámica de los suelos era considerada como determinista y no aportaba ningún nivel de incertidumbre al resultado final de amenaza.
5. Los resultados se presentan de manera armonizada a lo requerido por la NSR-10, de manera que se obtienen los valores de los parámetros asociados al suelo, F_a y F_v , para cada nodo de la malla de cálculo. Esto deriva en una representación espacial de los parámetros que controlan la forma final de los espectros de diseño de edificaciones nuevas. La utilización de estos espectros es entonces totalmente compatible con la normativa nacional, y por lo tanto permite una aplicación directa de la misma una vez definido el espectro de diseño a utilizar.

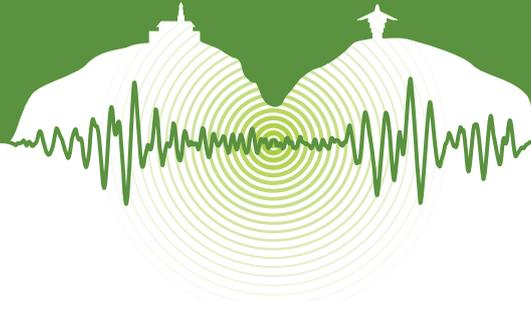
El trabajo presentado constituye un punto de partida en la investigación de nuevas maneras de abordar el problema de los efectos de sitio en Manizales, al abarcar todas las características relevantes en la problemática, desde la evaluación de la amenaza sísmica en roca, pasando por la geometría de las formaciones geológicas, las características de los suelos y la respuesta de los depósitos blandos, hasta la evaluación de la amenaza sísmica a nivel de superficie del terreno y su armonización con la normativa aplicable.

REFERENCIAS

- Aki, K. and Richards, P.G. 2002. *Quantitative Seismology*, Second Ed. University Science Books, Sausalito, CA.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS). 2010. *Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia*. Comité AIS-300
- Bazzurro, P. and Cornell, A. 2004. Ground-Motion Amplification in Nonlinear Soil Sites with Uncertain Properties. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol 94, N° 6, pp. 2090-2109.



- Bernal, G., Cardona, O.D., Barbat, A.H., and Salgado, M. 2013. Enfoque integral para la evaluación de efectos de sitio en ciudades y su aplicación en Bogotá. *Memorias del VI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Bucaramanga.
- Duque, G. 2006. *Estudio de cinco conducciones subterráneas para el trasvase de aguas residuales, entre varias subcuencas del Olivares y el Río Chinchiná, en el sector urbano de Manizales-Villamaría y otras microcuencas vecinas*. INGENIERÍA DE SANEAMIENTO AMBIENTAL – INGESAM, 2006.
- Gilbert, F. and Backus, G. 1966. Propagator Matrices in Elastic Wave and Vibration Problems. *Geophysics*, Vol 31, pp. 326-332
- Haskell, N. A. 1953. The Dispersion of Surface Waves in Multilayered Media. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol 43, pp. 17-34
- Idriss, M.I. and Seed, H.B. 1968. Seismic Response of Horizontal Soil Layers. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol 94, N° SM4 (Julio).
- Naranjo, J.L. y Ríos, P.A. 1989. *Geología de Manizales y sus alrededores y su influencia en los riesgos geológicos*. Universidad de Caldas, Manizales, 1989.
- NSR-10. 2010. *Normas Colombianas de diseño y Construcción Sismo-resistente*. Ministerio de Vivienda. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- Ordaz, M., Martinelli, F., Agular, A., Arboleda, J., Meletti, C., and D'Amico, V. 2014. "CRISIS 2014". Program for computing seismic hazard. UNAM, 2014.
- Salgado, M., Bernal, G., Yamín, L., y Cardona, O. 2010. Evaluación de la amenaza sísmica de Colombia. Actualización y uso en las nuevas normas colombianas de diseño sismo resistente NSR-10. *Rev. de Ing.*, Vol 32, pp. 28-37.
- Seed, H.B. and Idriss, M.I. 1970. Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis. *Report N° UCB/EERC-70/10*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Diciembre de 1970.
- Stewart, J.P. and Goulet, C.A. 2006. Comment on "Nonlinear Soil-Site Effects in Probabilistic Seismic-Hazard Analysis" by Paolo Bazzurro and C. Allin Cornell. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol 96, N° 2, pp. 745-747.
- Thompson, W.T. 1950. Transmission of Elastic Waves through a Stratified Solid. *Journal of Applied Physics*, Vol 21, pp. 89-93
- Universidad de los Andes. (2002). *Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Manizales*. Centro de Investigación en Materiales y Obras Civiles – CIMOC. Centro de Estudios sobre Desastres y Riesgos – CEDERI. 2002.



Área temática 3

Análisis, diseño y comportamiento sísmico de estructuras

Incluye: desarrollo y uso de nuevos materiales y sistemas constructivos en aplicaciones sismo-resistentes; métodos analíticos, experimentales o computacionales para la evaluación de las propiedades mecánicas y potenciales aplicaciones sísmicas de nuevos materiales; últimas tendencias mundiales en el análisis no lineal de estructuras; desarrollo y uso de nuevas herramientas computacionales y métodos numéricos para el análisis y diseño sísmico; diseño sismo-resistente; modelación experimental e instrumentación sísmica de obras civiles; dispositivos pasivos y/o activos para control de movimiento sísmico en estructuras; diseño y comportamiento sísmico de edificios, puentes o estructuras industriales de alta complejidad; diseño de hospitales en zonas sísmicas; diseño y comportamiento sísmico de muros, diafragmas de piso, nudos o conexiones entre elementos, elementos no estructurales, apoyos, etc.



Ensayos en mesa vibratoria de un modelo de puente de dos luces con materiales avanzados y columnas deconstruibles

Shake table tests on a 2-span bridge model with advanced materials and deconstructible columns

Sebastián Varela¹ y M. 'Saiid' Saiidi^{2*}

¹Estudiante de Doctorado, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de Nevada, Reno, USA

²Profesor, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de Nevada, Reno, USA

RESUMEN

Durante la última fase de un proyecto en desarrollo en los Estados Unidos y financiado por la NSF enfocado a desarrollar detalles para columnas de puente innovadoras y sismo-resistentes, se ensayo en el primer semestre de 2015 un modelo de puente de dos luces de aproximadamente 21 m de largo utilizando tres mesas vibratorias en la Universidad de Nevada en Reno. El puente estaba compuesto de una superestructura en losa de concreto post-tensada apoyada en tres pórticos de dos columnas cada uno. Las columnas del puente estaban conformadas por rotulas plásticas prefabricadas disipadoras de energía en la base y tubos de CFRP (polímero reforzado con fibras de Carbono) llenos de concreto que se comportaban de forma elástica. Durante la primera fase de este proyecto se diseñaron y ensayaron en mesa vibratoria seis modelos individuales de columnas con diferentes detalles en los elementos de rotula plástica usando movimientos sísmicos de campo cercano. Se utilizaron materiales avanzados tales como aleaciones superelásticas de Níquel-Titanio (NiTi) y Cobre-Aluminio-Manganeso (CuAlMn) en combinación con elementos hechos de un compuesto cementicio y material elastómero para desarrollar elementos de rotula plástica prefabricados que exhibieron un comportamiento dinámico excepcional después de que las columnas fueron sometidas a grandes demandas de deriva ($\geq 6\%$) y aun así permanecieron funcionales con danos limitados o inexistentes. Se adopto un enfoque novedoso en el cual los elementos de rotula plástica se diseñan para ser desmontables y pueden ser reutilizados, aumentando así el potencial para una ingeniería de puentes sostenible bajo la filosofía de la construcción acelerada de puentes. Se realizaron extensos análisis dinámicos no lineales utilizando OpenSees para determinar el protocolo de ensayos y poder predecir la respuesta del modelo de puente bajo varios niveles de excitación sísmica. Los resultados analíticos sugirieron que podrían esperarse danos menores y bajas derivas permanentes aun después de someter el modelo de puente a derivas excediendo 8%, lo cual implica que un puente que tuviera estos elementos de columna innovadores podría permanecer funcional aun después de un terremoto intenso mientras que un puente comparable hecho de concreto reforzado convencional quedaría inoperante. Esta presentación debe ser de interés internacional y esbozara las observaciones y conclusiones principales del programa experimental, así como una descripción de los conceptos novedosos que están siendo explorados y de los desafíos técnicos que se encontraron durante las fases de diseño, construcción y prueba. La presentación estará dirigida principalmente a investigadores y profesionales en el campo de la ingeniería estructural y sísmica de puentes, quienes podrían beneficiarse de las técnicas analíticas y experimentales que fueron adoptadas, así como de las implicaciones de los resultados en la práctica.

Palabras clave: Puentes, Materiales Avanzados, Ensayos en Mesa Vibratoria, Sostenibilidad.

ABSTRACT

During the last phase of a current US NSF-funded project aimed to develop details for innovative and earthquake-resistant bridge columns, a 2-span bridge model approximately 70 ft. long was tested dynamically in early 2015 using three shake tables at the University of Nevada, Reno. The bridge model consisted of a post-tensioned reinforced concrete slab superstructure supported on three-two column bents. Columns were comprised of precast energy-dissipating plastic hinges at the base and concrete-filled CFRP tubes that behaved elastically. During the first phase of this project, details for these energy-dissipating plastic hinge elements were designed and tested under near-fault motions on six individual column models. Advanced materials such as superelastic NiTi and CuAlMn alloys in combination with Engineered Cementitious Composite and Elastomeric elements were used to develop precast hinge elements that showed superior dynamic performance after experiencing large drift demands ($\geq 6\%$) and yet remaining functional with limited or no damage. A novel approach in which column hinge elements are designed to be detach-

* svarela@unr.edu



ble so that they can be reused was adopted in order to increase the potential for sustainable bridge engineering under the philosophy of accelerated bridge construction. Extensive nonlinear dynamic analyzes were conducted using OpenSees to develop the testing protocol and predict the response of the bridge model under various levels of earthquake excitations. Analytical results suggested that minor damage and residual drifts could be expected even after subjecting the bridge model to drifts exceeding 8%, implying that a bridge using the innovative column elements could be functional after a strong earthquake while its comparable conventional reinforced concrete counterpart would be rendered inoperative. This presentation should be of international interest and will outline the main findings and observations of the test program, as well as a description of the novel concepts that are being explored and technical challenges encountered during the design, construction and testing phases. The presentation will be targeted to researchers and practitioners in the field of earthquake engineering of bridge systems, who could benefit from the analytical and experimental techniques that were adopted and the practical design implications of the results.

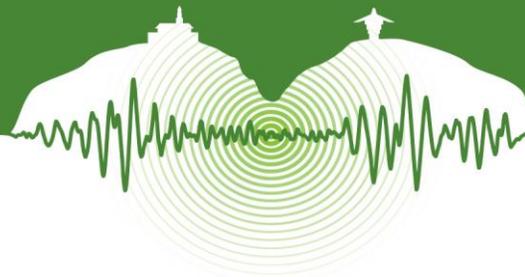
Keywords: Bridges, Advanced Materials, Shake Table Testing, Sustainability.

1 INTRODUCTION

Accelerated Bridge Construction (ABC) refers to a set of innovative strategies for the design, manufacture and assembly of structural elements in order to minimize traffic disruption and delays during the construction of highway bridges. ABC relies heavily on the use of precast members that are typically transported from an off-site precast manufacturing plant and put together at the final project's location. ABC elements are oftentimes designed and connected in the field in a way such that Cast-In-Place (CIP) or monolithic reinforced concrete (RC) bridge construction is emulated. Although the benefits of ABC in mitigating impact to the public during the construction phases are clear, ABC is not specifically aimed at scenarios in which one or more bridge elements need to be repaired or replaced, such as after a strong earthquake. Since reinforced concrete bridges could be essential links of a highway system, they must be conceived so that minimal traffic disruption occurs after strong earthquakes. Traffic congestion and delays arising from lane or complete bridge closure to repair the damages caused by these extreme events can greatly impact the economy and disaster response capacity of a region. Since current seismic design provisions for highway bridges do not specifically address functionality after rare earthquake events resulting in high levels of ground shaking, it is very likely for bridges to be severely damaged after a strong ground motion occurs. Then extensive repairs are needed in order to reestablish bridge operation requiring partial or total lane closure, causing major traffic delays. On the other hand, when earthquake damage is substantial enough bridges need to be completely demolished and the resulting debris is placed in dumps. Current practice shows that in these situations the concrete and rebar from decommissioned bridges is partially recycled, at best.

A current NSF-funded research project at the University of Nevada, Reno was aimed to address these issues by developing details for novel precast bridge elements that can undergo extensive nonlinear behavior such as that expected during a strong earthquake with minimal or no damage while also being detachable. The concept of a bridge column designed for disassembly (DfD) was also adopted in order to increase the potential in order to facilitate component reuse and material recycling at the structure's end-of-life, thus reducing the energy consumption and carbon footprint during material extraction and manufacture, Webster (2007). This is especially important for RC bridges, considering that CO₂ emissions due to cement production have been found to account for 5% of the global anthropogenic carbon dioxide emissions, Worrel et al. (2001). Consequently, the DfD concept adopted could lead to a sustainable bridge engineering practice. The project objectives are essential elements of a new paradigm, "Highways for Life (HFL)", that has been coined by the Federal Highway Administration, for the US highway industry aimed at advancing long lasting highways through innovation.

Previous research (Varela and Saiidi (2014), Saiidi and Wang (2006), Saiidi et al. (2009), Cruz-Noguez and Saiidi (2013)) has shown that advanced materials such as superelastic shape memory alloys (SMAs), Engineered Cementitious Composite (ECC), Carbon fiber-reinforced polymer fabrics (CFRP) and rotational Elastomeric bearings have outstanding performance when used in bridge column models subjected to strong earthquakes, resulting in low residual drifts and extent of apparent damage. In the present study, these materials were combined in order to control and reduce column damage to novel energy-dissipating detachable plastic hinge elements. In earlier stages of the project seven quarter-scale column models were designed and tested under dynamic near-fault motions on a shake table. Six of the seven models tested were modular (DfD) and are described in detail in the following section. The other model tested was an innovative RC-Cast-in-Place model (Cu-CIP) that used ECC and a novel copper-based SMA in the plastic hinge region, which is described in detail in Varela and Saiidi (2014a). This model was tested first in order to study the performance of an emerging Cu-Al-Mn SMA, which is expected to be considerably cheaper than NiTi SMA- the one used in the vast majority of previous studies on SMA for seismic applications-. During testing of the Cu-CIP model it was found that CuAlMn SMA and ECC were effective in reducing the residual drifts and the damage at the plastic hinge region of the column, that experienced only minor loss of lateral and axial load capacity even after being subjected to a drift ratio of about 12%.



2 DFD CONCEPT FOR ABC COLUMNS AND MAIN FINDINGS OF SINGLE COLUMN TESTS

2.1 Description of column models

An exploded view of the components of the quarter-scale Dfd column models that were designed and tested, as well as that of the assembled column are shown in Figure 1. Note that only two of the longitudinal mild steel and SMA side bars are shown Figure 1(b) for clarity.

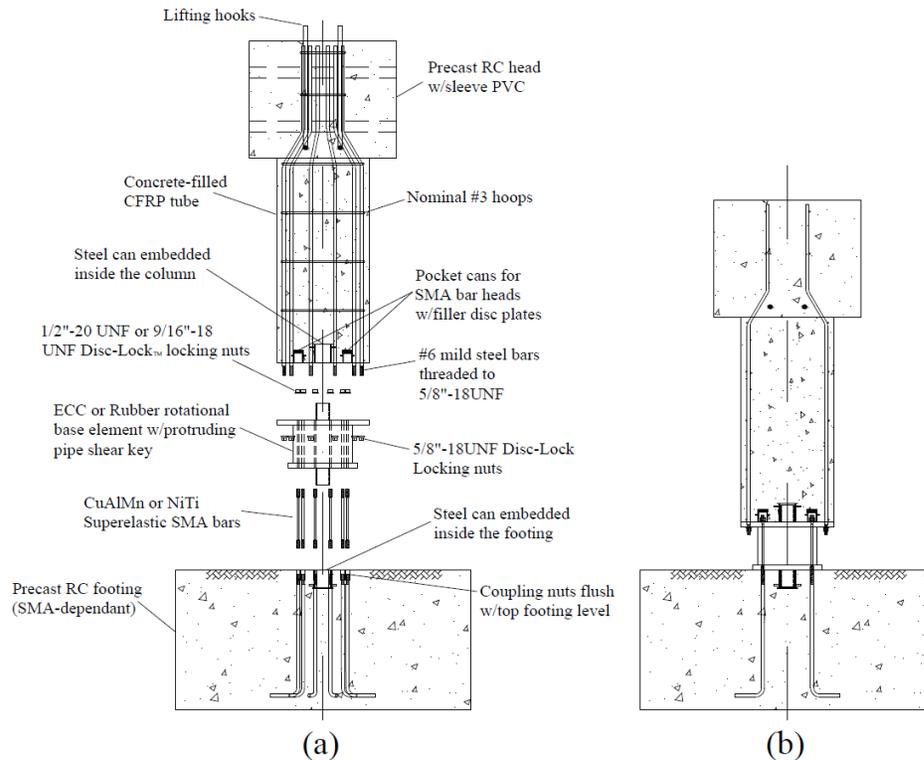


Figure 1: Dfd column concept. (a) Exploded view (b) Assembled column

The columns were comprised of four main components: 1) an upper concrete-filled CFRP tube with a built-in head and protruding longitudinal bars at the bottom; 2) a base flexural plastic hinge element that was made of either ECC or rubber; 3) dog-bone shaped superelastic NiTi or CuAlMn SMA bars with threaded ends; 4) and a precast footing incorporating threaded couplers. The column body and footing were completely detachable from the base elements and were designed to remain elastic, while the base elements and inner SMA bars dissipated energy with minimal or no damage under large drift demands. Consequently, only one column body was built and used during all 6 column tests, while two footings were used since the thread sizes and couplers were different for the two types of SMA bars used. The CFRP tube provided confinement and shear capacity to the upper column body while longitudinal steel-reinforcing bars were used to provide flexural strength to this section. These longitudinal bars protruded out of the column body and were threaded so they could be bolted to a steel plate that was part of the plastic hinge element placed below. Flexural capacity and self-centering of the columns was achieved by using the removable unbonded SMA bars inside the base elements. These bars were connected to the footing mild-steel reinforcing bars using threaded couplers, while nuts were used to fasten these bars to the top steel plate of the plastic hinge element. A steel pipe key that was embedded inside the plastic hinge element transferred shear forces coming from the column onto the footing. Pocket cans were provided at both the footing and column body to accommodate this shear key pipe while preventing it to experience axial stresses, which would have caused an unwanted source of flexural capacity for the column.

The experimental variables combined were the SMA type (NiTi and CuAlMn) and the material of the plastic hinge element (spiral-confined ECC or steel shim-reinforced rubber). The model corresponding to the rubber and CuAlMn SMA combination was not tested as analytical pre-test studies suggested that this combination would result in a very weak and excessively flexible column having only minimal energy dissipation. Therefore, the 3 combination of variables resulted in a total of 6 column tests corresponding to testing of the 3 'virgin' column models, and then re-testing of their reassembled versions. Complete inspection and



disassembly of the column components was carried out after testing of the ‘virgin’ models. Then, each of the column models was reassembled and retested. Since the DfD concept adopted is meant to allow for reuse and disassembly of column elements, it was desired to study the implications of reusing plastic hinge elements that had already been subjected to large drift demands.

The column models were tested dynamically on a shake table, as shown in Figure 2. A near-fault record was used as input motion in order to maximize the chances of causing residual displacements to the models. Based on pre-test analyses, the Rinaldi Receiving Station (RRS 228) record of the 1-17-1994 Northridge, California earthquake was simulated. The time axis in the acceleration record was multiplied by a factor of $1/\sqrt{4}$ to account for geometric scaling of the models. Axial load consistent with the effective seismic mass was applied to the models using hydraulic rams and a spreader beam placed on top of the column head. The level of axial load and mass was selected to be representative of those typically encountered in highway bridge columns in the practice. Further details about the design and construction of column models and testing procedure can be found in Varela and Saiidi (2014b).

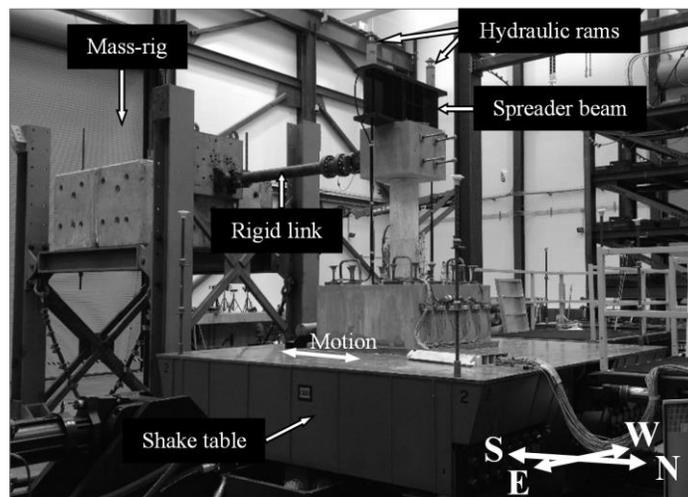


Figure 2: Shake table test setup for individual column tests.

2.2 Novel materials used

2.2.1 ECC

ECC is a grout-like material having PVA fibers and special admixtures that give it superior ductility and a strain-hardening behavior under tension. These properties and the lack of coarse aggregates allow ECC to exhibit high self-confinement properties and make it suitable to reduce damage in the plastic hinge region of bridge columns. ECC was used inside the plastic hinge of the Cu-CIP column model and one of the base elements used in the DfD columns. The mix was tailored by FiberMatrix Inc. (Sparks, NV) to have a compressive strength of 6.0 ksi (42 MPa) at 28 days. Portland cement, fly ash, fine sand, silica powder, PVA fibers at a volumetric ratio of 2%, and other admixtures were mixed with water to obtain a material with workable consistency.

2.2.2 Composite material in the concrete-filled tube

The composite tube for the column body was fabricated by Fyfe Co., LLC (San Diego, CA). It was built using 3 outer layers of the Tyfo® SCH-41 Carbon-fiber-reinforced polymer (CFRP) composite system in the horizontal (hoop) direction to provide shear capacity and confinement to the column body. In addition, one layer of the Tyfo® SEH-51A composite system Glass-fiber-reinforced polymer (GFRP) was placed in the vertical direction to provide flexural capacity in the longitudinal direction for handling and construction loads. The resulting wall thickness of the tube was approximately 0.15 in. (3.8 mm).

2.2.3 SMA bars

Round, superelastic CuAlMn SMA bars were produced by Furukawa Techno Material Co., Ltd. (Kanagawa, Japan) and were then machined in the U.S.. A dog-bone shape in the middle portion of the bars was adopted in order to avoid failure at the threaded zone during testing. A similar procedure was conducted for NiTi SMA bars, which were provided by SAES Smart Materials, Inc. (New Hartford, NY). The superelastic behavior of both the CuAlMn and NiTi SMA used is illustrated in Fig. 3, where results from cyclic testing of bar samples are shown. When used as longitudinal reinforcement in the plastic hinge region of bridge columns subjected to earthquakes, the superelastic effect of SMA bars can be a very effective source of self-centering by reducing the residual displacements of the column.

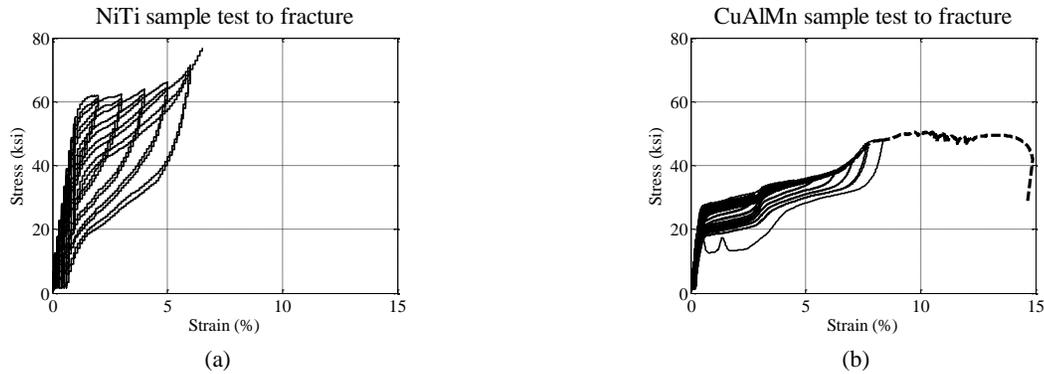
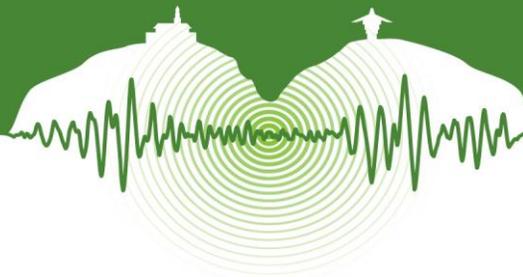


Figure 3: Cyclic stress-strain behavior of superelastic SMA bar samples. (a) NiTi (b) CuAlMn.

2.2.4 Rubber

Elastomeric elements were fabricated by Dynamic Isolation Systems Inc. (Sparks, NV) using rubber with a specified shear modulus of 100 psi. (0.7 MPa). The compressive modulus of the bearing taking into account a calculated shape factor of 9.2 was 40 ksi (280 MPa). In contrast to the rubber bearings that are customarily used in the field of seismic isolation which are primarily meant to work in shear and contain a lead plug to increase damping, the rubber elements used in the present study were locked against shear displacements using the steel pipe mentioned previously and did not have a lead core plug.

2.3 Main findings

2.3.1 Apparent damage

All of the column models were subjected to large (>5%) drift demands, which could be expected to occur for a bridge experiencing a very intense earthquake. Earthquake motions were unidirectional and were applied along the North-South direction of the column models. Figure 4 shows the apparent damage states of the North and South sides of the Cu-CIP and DfD reassembled models at the end of the last earthquake runs conducted. In general, damage consisted of limited and repairable spalling of unconfined ECC, a series of long but thin cracks along the top and bottom plates and towards the center of the ECC element in the North side, and some NiTi SMA bars that were slightly buckled inside the rubber element. No damage was observed on the rubber element itself. Reassembled models were able to reach the same capacity of the 'virgin' columns but exhibited lower stiffness. Removal of the ECC cover in the Cu-CIP model revealed two Cu-SMA bars ruptured during the last run.

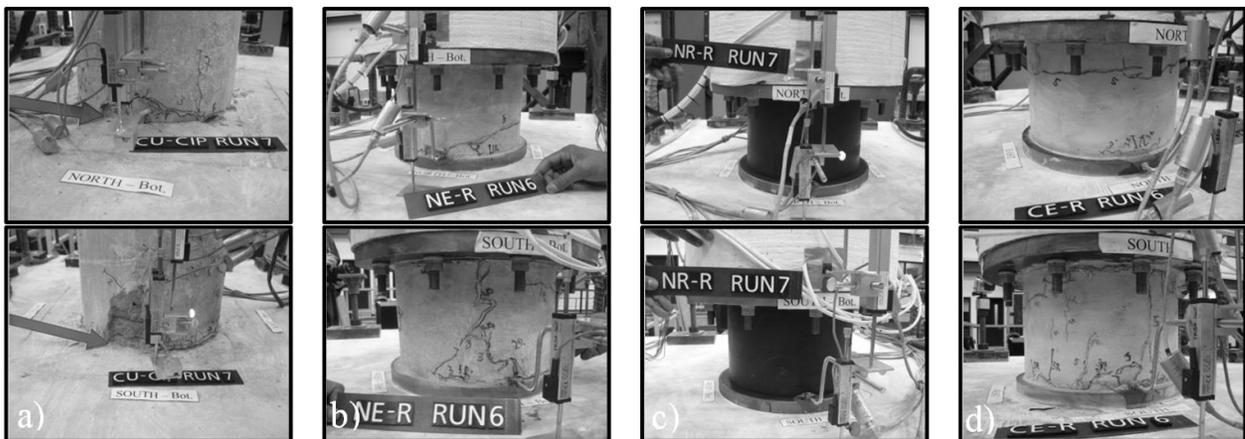
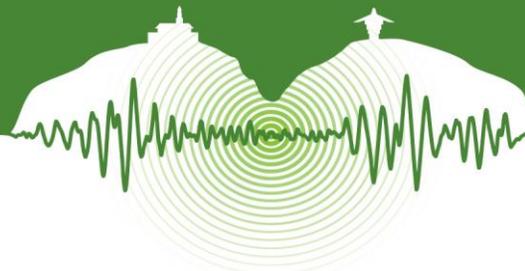


Figure 4: Apparent damage at the end of the last run for: a) Cu-CIP, b) NiTi+ECC, c) NiTi+Rubber, and d) CuAlMn+ECC.

2.3.2 Maximum and residual drifts

Table 1 summarizes the maximum and residual drifts observed during the last motion applied to each column model, as well as the peak ground acceleration (PGA) achieved by the shake table during each run. In this Table, those models denoted with the let-



ter 'R' correspond to testing of reassembled columns. The virgin column models were taken to lower drift levels in order to avoid rupture of the SMA bars, since it was desired to reuse them during testing of reassembled models. All of the measured residual drifts were very small (less than 0.5%) in spite of the relatively large drift demands. In addition, the loss of lateral and vertical load-carrying capacity for all the models was minimal. No rupture of the SMA bars, distress of the footings and column body occurred. Consequently, it was concluded that a bridge system using these innovative column elements could stay functional even after a strong earthquake. The DfD concept developed was found to be effective in controlling and reducing column damage to the replaceable plastic hinge elements.

Table 1: Summary of maximum and residual drifts during the last earthquake run applied to each column model.

Column model	Run No. [PGA (g)]	Maximum Drift	Residual Drift
Cu-CIP	7 [1.31]	11.8%	0.39%
NiTi+ECC	5 [0.76]	5.7%	0.02%
NiTi+ECC (R)	6 [0.83]	6.7%	0.18%
NiTi+Rubber	6 [0.95]	6.0%	0.24%
NiTi+Rubber (R)	7 [1.02]	6.7%	0.29%
CuAlMn+ECC	5 [0.76]	5.7%	0.11%
CuAlMn+ECC (R)	6 [0.83]	6.9%	0.05%

3 BRIDGE MODEL DESCRIPTION

3.1 General

A 3D rendering of the bridge model tested is shown in Figure 5. Similar to the DfD column models, the bridge model was intended to be tested first under a given set of earthquake motions, then disassembled and inspected, and reassembled and retested afterwards. Tests of the 'virgin' bridge model were conducted during early January of 2015, and at the time of submission of the present paper testing of the reassembled bridge was about to begin. The objective of these tests was to study the behavior of the novel DfD columns within a structural system, rather than from a component perspective as done previously.

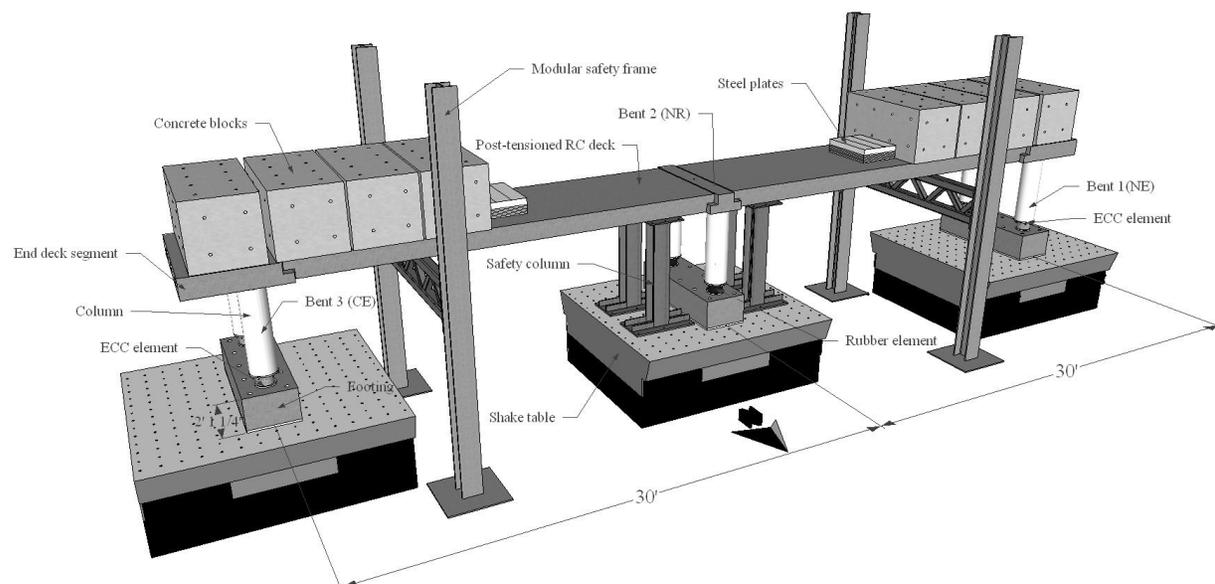


Figure 5: 2-span bridge model rendering.

As shown in Fig. 5, the bridge model was comprised of 2 spans and 3 bents with 2 identical columns each. Each bent was supported on an individual 2-degree-of-freedom shake table. The combinations of plastic hinge elements and SMA bars for each bent were the same as those studied during single column tests. Shake table #3, located at the west end of the laboratory supported



Bent 1 (NiTi+ECC - NE), while tables #2 and #1 supported Bent 2 (NiTi+Rubber - NR) and Bent 3 (CuAlMn+ECC - CE), respectively. Properties of the columns at each bent, including the expected axial load due to gravity loads are shown in Table 2. The bent arrangement for the bridge was determined based upon nonlinear pre-test analyzes aimed at controlling the effects of in-plane rotation of the bridge due to static and dynamic coupling. It should be noted that similar to single column tests, damage and nonlinear behavior of the novel DfD columns in the bridge was expected to occur at the plastic hinge elements only. Therefore, the footings, concrete-filled CFRP tubes and deck elements were designed to remain elastic and stiff throughout testing phases.

Table 2: Bridge column properties

Bent No., Material and reinf. at plastic hinge	Column Height in. (mm) ^a	Diameter at base, in. (mm)	Long. SMA Reinf. Ratio (%)	Transverse Reinf. Ratio at base (%)	Aspect Ratio (Height/Dia.)	Axial Load, kips (kN)	Axial Load Index (%) ^b
1 - NE (NiTi+ECC)			1.16	2.69		41.6 (185)	6.45
2 - NR (NiTi+Rubber)	72.75 (1848)	12 (304.8)		N.A.	6.1	50.5 (224.6)	N.A.
3 - CE (CuAlMn+ECC)			1.46	2.69		42.0 (186.9)	6.5

Notes:

a. Height is measured from the top of the footing to the bottom of superstructure (includes hinge gap at the top and height of the base element).

b. Actual ALI considering measured compressive strength, not applicable for rubber element.

3.2 Superstructure and superimposed masses

The superstructure of the bridge consisted of 2-30 ft (9.1 m) spans, each made of 3 precast concrete beams that were post-tensioned transversely using Dywidag rods to behave as a single slab unit, 2 -3'-8" (1.1 m) concrete cantilevered end segments, and an inverted T- beam cap for the middle bent. This superstructure configuration, as well as the superimposed mass arrangement follows the work by Johnson et al. (2006), to which the reader is referred to for further information regarding details, design procedure and construction of the superstructure elements. For the present study it was only necessary to build the end deck segments, as the other superstructure elements were available from previous experimental studies conducted at the University of Nevada, Reno.

After sealing the joints in between elements and filling the gaps with Hydrostone (gypsum cement), the superstructure was post-tensioned longitudinally to behave as a continuous deck supporting the gravity loads. In order to provide the right inertial mass to the bridge and axial load in the columns, eight-20 kip (9 Ton) concrete blocks and two stacks of steel plates each weighing 8 kip (3.6 Ton) were attached to the deck in specific locations, as shown in Fig. 5.

3.3 Substructure

The columns that were used in the bridge were very similar to those that had been tested previously, except for the fact that in the bridge the concrete-filled CFRP tubes were built longer in order to accommodate for test setup constraints. The plastic hinge elements and SMA bar sizes were the same size as those used before during single column tests. Furthermore, ECC elements that had been used during those tests were repaired using epoxy injection inside the cracks and reused in one of the columns in Bents 1 and 3. Other elements that were reused in the bridge included NiTi and CuAlMn SMA bars, and one elastomeric plastic hinge element.

The lateral force resisting system in the bridge was conceived so that the columns would have a moment-free connection with the superstructure at the top and would be supported by the novel plastic hinge elements at the bottom. The moment-free connection at the top of the columns was achieved by using pipe-pin two-way hinges (Fig. 6a and 6b). This detail was originally developed by the California Department of Transportation (Caltrans) and consists of a steel pipe that is embedded in the column with a protruded segment that is inserted into the cap beam. This connection eliminates moments while transferring shear through the pipe and axial loads through the hinge throat. These hinges were designed according to the procedure outlined in the paper by Zaghi et al. (2011). In order to accommodate for the protruding steel pipes at the top of the columns, holes with inserted epoxy-fixed steel



cans were provided at both the end deck segments of the superstructure and were also drilled into the existing inverted T-beam cap on Bent 2. (Fig. 6b) .

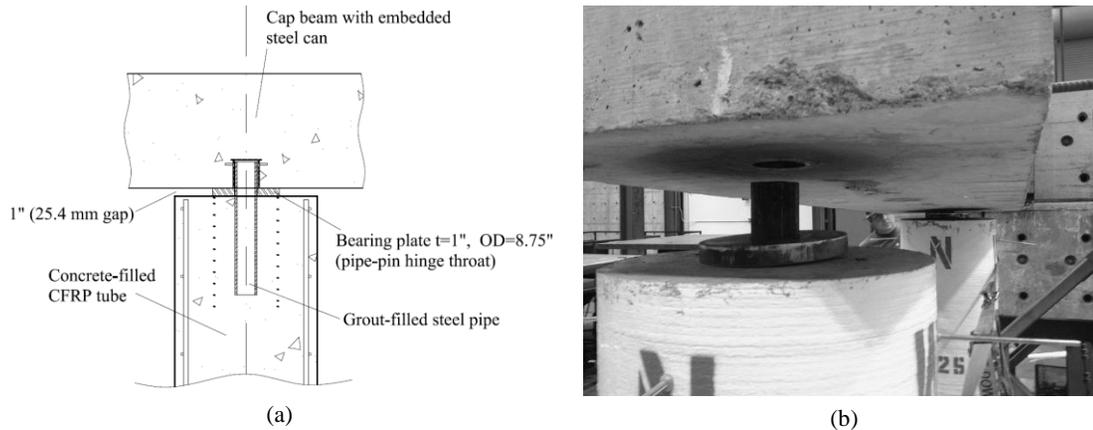


Figure 6: Pipe-pin two way hinge. (a) General detail (b) Lowering cap beams onto columns.

4 PRE-TEST ANALYZES

Finite element computer program OpenSees was used to create a 3-dimensional fiber model of the test bridge and perform a series of nonlinear dynamic analyses to estimate its response under a wide variety of earthquake motions and determine an adequate testing protocol. OpenSees has a vast library of element types, nonlinear material models and analysis options that make it suitable for large and complex nonlinear structures such as the bridge model in the present study. The most important features of the analytical model including the element and section types as well as the uniaxial material models that were used are summarized in Fig. 7. The superstructure and concrete-filled CFRP tube columns were modeled as prismatic elastic beam-column elements, while the base plastic hinges were modeled as nonlinear beam-column (force-based) distributed plasticity elements.

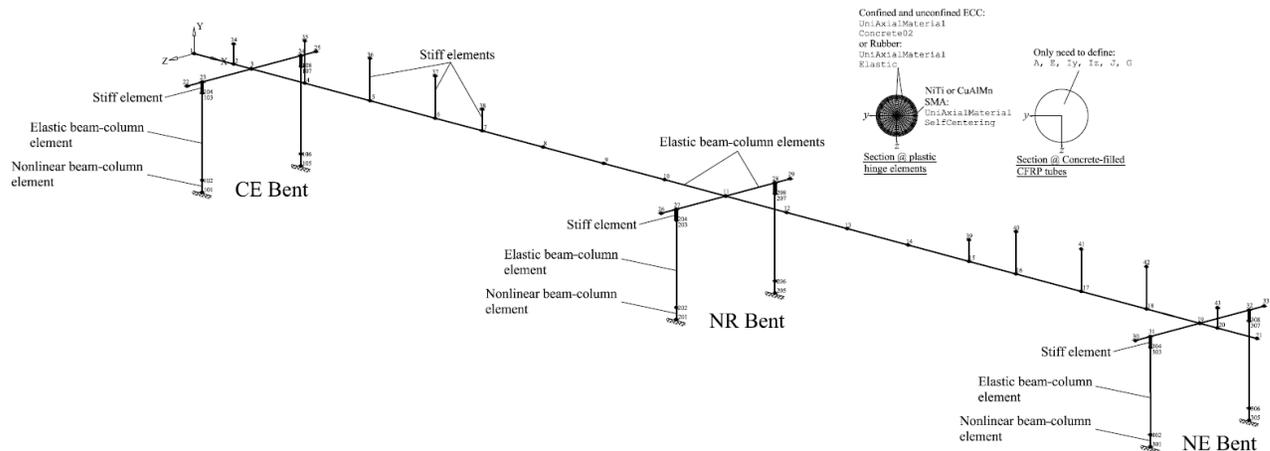


Figure 7: 3-D analytical model of the bridge in OpenSees.

The bridge was intended to be tested in the transverse direction (North-South direction in the laboratory, see Fig. 5). A wide variety of Near-Fault earthquake motions were used to analytically determine the response of the bridge, including records from the 1994 Northridge, 1995 Kobe, 1999 Chi-Chi (Taiwan), and 1978 Tabas (Iran) earthquakes, amongst others. It was desirable to use a near-fault record characterized by a short duration-high amplitude ground velocity pulse, as this type of record is very likely to cause large residual drifts in conventional RC bridge columns, Phan et al. (2007). Based on analytical results, the same Rinaldi record that had been previously used during single column tests was selected. The time axis in the acceleration record was also compressed to account for geometric scaling of the bridge model. Analytical results showed that incrementally applying the Rinaldi record using scaling factors of 10%, 35%, 60%, 85%, 110%, 135% and 160% would provide a good insight of the full hysteretic behavior of the bridge model up to approximately 10% drift. Although a design ground motion could not be defined for



the bridge model as the force-displacement properties of each bent are very different from one another -situation that is very unlikely in the practice for a geometrically similar prototype this length- a ‘design’ motion level was assumed to occur at a PGA of 0.46g. This PGA corresponds to a hypothetical high seismic hazard location in the U.S. (Reno, NV) with site class site D (stiff soil) and Seismic Design Category (SDC) type D, according to the design maps given by the 2009 AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design. Consequently, the selected ground motion scaling factors would correspond to 20%, 75%, 130%, 180%, 230%, 290%, and 340% of the ‘design’ level earthquake, respectively.

In order to assess the effect that the selected testing protocol would have on a conventional bridge system, additional nonlinear dynamic analyzes were performed on a benchmark cast-in-place RC bridge model using customary detailing in the plastic hinge regions and pinned connections at the top of the columns. RC hinge properties were selected by matching the base shear capacity of each bent in the novel bridge model at 5% drift. The calculated maximum and residual drifts (in square brackets) for the bents in both the novel bridge model and the benchmark RC model for all runs are shown in Table 3. In this Table the results for bents named with ‘0’ correspond to those of the benchmark bridge model. It is seen that after motion levels above 7% drift or 230% times the design earthquake the benchmark model would have very large residual drifts, implying that a cast-in-place RC bridge system of these characteristics would be rendered inoperative while the innovative bridge kept being functional.

Table 3: Calculated maximum and residual drifts per bent for innovative and benchmark bridge models.

Run #	Equivalent DE %	NE Bent	NE0 Bent	NR Bent	NR0 Bent	CE Bent	CE0 Bent
1	20	0.6% [0%]	0.6% [0%]	0.6% [0%]	0.6% [0%]	0.62% [0%]	0.6% [0%]
2	75	2% [0%]	1.8% [0.01%]	2% [0%]	1.8% [0.01%]	2% [0%]	1.8% [0.01%]
3	130	3.6% [0.02%]	3.6% [0.10%]	3.7% [0.01%]	3.6% [0.10%]	3.7% [0%]	3.6% [0.10%]
4	180	5.3% [0.05%]	5.3% [0.17%]	5.4% [0.03%]	5.4% [0.17%]	5.4% [0.01%]	5.4% [0.17%]
5	230	7% [0.14%]	7% [0.43%]	7% [0.08%]	7% [0.43%]	7% [0.02%]	7% [0.43%]
6	290	8.5% [0.21%]	8.8% [3%]	8.6% [0.13%]	8.8% [3%]	8.6% [0.04%]	8.8% [3%]
7	340	10% [0.43%]	12% [5.4%]	10.1% [0.27%]	12% [5.4%]	10.1% [0.10%]	12% [5.4%]

5 MODEL ASSEMBLY AND INSTRUMENTATION

The bridge model was assembled in the Earthquake Engineering Laboratory at the University of Nevada, Reno. Precast elements were built and transported to the laboratory, where the use of two-30 Ton overhead cranes allowed assembly to be completed in less than a month with no more than 3 people working at a time. During testing, a wide variety of instruments were installed in order to monitor the response of the model. These instruments included accelerometers, strain gauges, string potentiometers, displacement transducers and high definition cameras. During testing data from these instruments was collected through the use of 3 simultaneous data acquisition units at a rate of 256 Hz. The completed bridge model prior to testing is shown in Fig. 8.



Figure 8: Bridge model prior to testing.



6 PRELIMINARY FINDINGS

Tests of the ‘virgin’ bridge model were conducted in early January 2015, approximately a month before the submission of the present paper. The model was taken up to Run #4 (see Table 3) and then it was decided to reduce Run 5 to 100% x DE in order to simulate the effects of a strong aftershock. Since the model was found to be more flexible than anticipated, it was decided not to continue increasing the motion amplitude beyond Run 4 in order to save the SMA for the tests of the reassembled model, to be conducted on early February 2015. During these tests the bridge bents will be taken to their maximum drift capacity provided that the hydraulic system of the shake tables is not exceeded.

The bridge model was found to perform well under the applied ground motions. No distress of the pipe-pin connections or other capacity-protected elements occurred. The concrete-filled CFRP tubes behaved elastically and remained stiff. The novel plastic hinge elements behaved as intended, with the SMA bars providing high self-centering to the bents and reducing the model’s residual drifts. No rupture of any of the SMA bars occurred, even after subjecting some of them to an estimated maximum strain of around 7%. Damage to the ECC elements was minimal, with only minor cracks and minor spalling. No damage of the rubber elements occurred. The observed maximum drift during Run 4 was about 6% and the residual drift was 0.3% at NE bent. Significant in-plane rotation of the bridge deck was observed due to mass eccentricities and differences in bent stiffness. The disassembly process after testing was easy and fast, allowing the bridge to be dismantled down to its footings in about 3 days. The observations suggest that the novel DfD elements developed could be a feasible alternative for keeping bridges functional after strong earthquakes while being detachable, thus fostering sustainability.

ACKNOWLEDGEMENTS

Our special gratitude goes to Dr. Sara Nerlove, the NSF Program Director for the Partnership for Innovation program, for her support and guidance. Also, thanks to Dr. Salem Faza of the MMFX Steel Corporation of America for donating the high strength steel bars and Greg White from Disc-Lock, Inc. for donating locking nuts. Furukawa Techno Material Co. of Japan is thanked for generously donating Copper-based SMA bars. Thanks are due Messrs. Aaron Holmes and Troy Olson at the NDOT materials lab for their help with material testing. The continued assistance and help from staff members Dr. Patrick Laplace, Dr. Sherif Elfass, Messrs. Chad and Todd Lyttle, Paul Lucas, Mark Lattin, and Osvaldo Arias at the University of Nevada, Reno’s Earthquake Engineering Laboratory is gratefully acknowledged. The research team is also indebted to the following individuals for donating materials, labor and/or providing advice: Messrs. Christian Dahl and Joseph Morente from Headed Reinforcement Corp. (HRC), Mike Pagano and Calvin Mahoney from AVAR Construction Inc. and Dr. Yoshikazu Araki of Kyoto University in Japan. Thanks are due graduate students Bahar Abdollahi, Mehrdad Mehraein, and Ali Mehrsoroush for their help during testing.

The material in this document is based upon work supported by the National Science Foundation under Grant No. IIP-1114406. The UNR shake table site operation and maintenance is funded by Grant No. CMS-0402490. Any opinions, findings, and conclusions or recommendations expressed in this material are those of the authors and do not necessarily reflect the views of the National Science Foundation.

REFERENCES

- Cruz-Noguez, C., and Saiidi, M. 2013. Performance of Advanced Materials during Earthquake Loading Tests of a Bridge System. *ASCE Journal of Structural Engineering*. Vol 139, N° 1, pp. 144-154.
- Johnson, N., Saiidi, M., and Sanders, D., 2006. Large-scale experimental and analytical seismic studies of a two-span reinforced concrete bridge system. Report No. CCEER-06-02, Center for Civil Engineering Earthquake Research, University of Nevada, Reno.
- Phan, V., Saiidi, M., Anderson, J., and Ghasemi, H. 2007. Near-fault ground motion effects on reinforced concrete bridge columns. *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol 133 N° 7, pp. 982-989.
- Saiidi, M., and Wang, H. 2006. An exploratory study of seismic response of concrete columns with shape memory alloys reinforcement. *ACI Structural Journal*. Vol 103, N° 3, pp. 436-443.
- Saiidi, M., O’Brien, M., and Zadeh, M. 2009. Cyclic response of concrete bridge columns using superelastic nitinol and bendable concrete. *ACI Structural Journal*. Vol 106, N° 1, pp. 69-77.
- Varela, S., and Saiidi, M. 2014a Dynamic performance of novel bridge Columns with superelastic CuAlMn shape memory alloy and ECC. *International Journal of Bridge Engineering (IJBE)*. Vol 2, N° 3, pp. 29-58.
- Varela, S., and Saiidi, M. 2014b. Damage-free earthquake-resistant deconstructible columns for ABC. In *Proceedings, National Accelerated Bridge Construction Conference*. Miami: Accelerated Bridge Construction - University Transportation Center (ABC-UTC).
- Webster, M. 2007. Structural Design for Adaptability and Deconstruction: A Strategy for Closing the Materials Loop and Increasing Building Value. In *Proceedings, ASCE 2007 Structures Congress: New Horizons and Better Practices*, American Society of Civil Engineers.
- Worrell, E., Price, L., Martin, N., Hendriks, C., and Leticia, O. 2001. Carbon Dioxide Emissions from the Global Cement Industry. *Annual Review of Energy and the Environment*. Vol 26, pp. 306-329.
- Zaghi, A., Saiidi, M., and El-Azazy, S., 2011. Shake Table Studies of a Concrete Bridge Pier Utilizing Pipe-Pin Two-Way Hinges. *ASCE Journal of Bridge Engineering*. Vol 16, N° 5, pp. 587-596.



Criterios de selección de acelerogramas reales para su uso en análisis dinámicos para localidades colombianas

Selection criteria of real accelerograms to be used in time history analysis for Colombia

Alejandro Pardo¹ y Ana B. Acevedo²

¹Egresado Maestría en Ingeniería, Universidad EAFIT, Medellín, Colombia

²Profesor Asociado, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad EAFIT, Medellín, Colombia

RESUMEN

En este artículo se presenta una metodología desarrollada para la selección de señales acelerográficas aptas para su uso en análisis dinámicos que puede ser utilizada para cualquier localidad colombiana. El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) presenta los requisitos para la selección de acelerogramas (reales o sintéticos) a ser utilizados en análisis dinámicos consistentes en evaluaciones contra el tiempo. El uso de acelerogramas reales presenta una ventaja importante teniendo en cuenta que contienen información real sobre la naturaleza del movimiento fuerte. En este trabajo se realizó la selección de acelerogramas reales aptos para su uso en análisis dinámicos para la ciudad de Medellín (como caso puntual). Se tomó como punto de partida información suministrada por la Red Nacional de Acelerógrafos de Colombia (RNAC) con la cual se generó una base de datos de acelerogramas reales inicial. El análisis de dicha base de datos indicó que un número bajo de dichos acelerogramas pueden usarse para este tipo de análisis. Por tal razón, la base de datos inicial se complementó con acelerogramas de eventos registrados en ambientes tectónicos similares. Si bien el trabajo tuvo como caso puntual la ciudad de Medellín basándose en los requisitos de la norma NSR-10, esta metodología en su desarrollo conceptual es aplicable a todo el territorio nacional.

La base de datos final se procesó para seleccionar grupos de tres acelerogramas. Para la selección de las señales se definieron límites para su escalamiento buscando conservar las características del movimiento fuerte de la señal original. Se obtuvieron 50 grupos de señales para periodos estructurales comprendidos en el rango de 0,2 s a 2,0 s (con incrementos de 0,2 s) para los perfiles de suelo A, B, C, D y E definidos en el reglamento NSR-10. De los 50 grupos obtenidos, se observó que en su mayoría los conforman sismos de ambientes tectónicos similares registrados por fuera del país debido a que presentan aceleraciones mayores a los sismos nacionales. Para la manipulación de las señales se desarrolló una herramienta computacional que permite de manera ágil seleccionar los grupos de señales.

Con respecto a los requisitos normativos se encontró que para todos los perfiles de suelo se requieren factores de escalamiento altos, para periodos estructurales en los cuales la aceleración espectral es constante según el espectro de la NSR-10. Los investigadores de este trabajo consideran exigente para la selección de acelerogramas utilizar un valor de aceleración constante en el espectro en la zona de periodos bajos. Adicionalmente se observó que las ventanas de periodo exigidas por el reglamento NSR-10 para el promedio de señales definidas en el intervalo $0,2T - 1,5T$ aumentan proporcionalmente con el periodo, lo que genera que se superen ampliamente las ordenadas espectrales del espectro objetivo para periodos estructurales medios y altos. En el desarrollo de la investigación se observó que el código NSR-10 se beneficiaría si se incluyeran pares de magnitud y distancia ($M-d$) que representen la amenaza local y se determinaran límites para el escalamiento de las señales.

Palabras clave: acelerograma, análisis dinámico, ambiente tectónico, espectro de respuesta.

¹ apardor@eafit.edu.co

² aaceved14@eafit.edu.co



ABSTRACT

This article presents a methodology developed for the selection of real ground motion time histories for their use in dynamic analysis. The methodology can be used for any location in Colombia. Requirements for the selection of accelerograms (real or synthetic) to be used in dynamic analysis are included in the Colombian seismic code (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10). The use of real accelerograms is desirable as they include real information on the nature of the strong motion. The selection of real accelerograms to be used in the city of Medellín is presented in this work. Data from the National Network of Accelerograms (RNAC) was used as a starting point; with this information an initial data base of real accelerograms was assembled. Analysis showed that a small number of accelerograms of the initial data base can be used for dynamic analyses. It became necessary to increase the data base with accelerograms recorded in similar tectonic environments. The developed methodology was applied to the city of Medellín with the requirements of the Colombian seismic code. Nevertheless, the methodology can be applied to any location in Colombia.

The final data base was processed for the selection of groups of three accelerograms. A maximum value for accelerogram scaling factor was defined to assure that the characteristics of the original accelerogram is preserved. A total of 50 groups were obtained for the structural period window 0,2 s – 2,0 s. The accelerograms selection was made for soil types defined in the NSR-10 standard (A, B, C, D and E). The majority of the accelerograms within each group correspond to accelerograms recorded outside Colombia in similar tectonic environments as they have registered greater acceleration values. Data was processed with a software specifically developed for this work.

Analyses show that regardless the soil type, high scaling factors are obtained for structural periods in which the spectral accelerations is constant as defined in the NSR-10 design spectrum. The authors of this work consider the use of a constant acceleration at low structural periods a very demanding requirement. In addition, it was observed that the structural period window of the code requirements for group of signals defined for a range between 0,2T and 1,5T increases as the structural period does. As a consequence, the spectral ordinates of the selected accelerograms are significantly greater than the ordinates of the design spectrum for low and high structural periods. Finally, the development of this work showed that the NSR-10 code would benefit if pairs of magnitude and distance (M-d) are included to represent the local hazard. In addition, limits for the scaling of accelerograms should be included.

Keywords: accelerogram, dynamic analysis, seismic environment, response spectrum.

1 INTRODUCCIÓN

La selección de acelerogramas para su uso en análisis dinámicos cronológicos es una práctica poco estudiada y aplicada en el territorio nacional. La necesidad de contar con acelerogramas reales para el análisis estructural es alta debido a que generalmente se requieren para el diseño de estructuras de alto impacto para la sociedad (hidroeléctricas, puentes, etc.). El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) incluye criterios sismológicos y espectrales para realizar la selección de los acelerogramas. Acevedo (2012) realizó un análisis de los acelerogramas registrados en el territorio colombiano desde el punto de vista sismológico, encontrando que desde este criterio son muy pocos los acelerogramas que pueden utilizarse para realizar un análisis dinámico cronológico y que, al utilizar únicamente acelerogramas reales colombianos, no es posible cumplir a cabalidad los requisitos de selección del reglamento. Recientemente el Servicio Geológico Colombiano (anteriormente INGEOMINAS) puso a disposición del público en general las señales de los acelerogramas registrados por la Red Nacional de Acelerógrafos de Colombia (RNCA). Con esta valiosa información es posible identificar de dichos acelerogramas cuales cumplen, adicional al criterio sismológico estudiado por Acevedo (2012), los criterios espectrales.

Para realizar un procedimiento de selección de acelerogramas acorde a los requisitos presentados por la NSR-10 se presenta en este artículo una secuencia de pasos para seleccionar acelerogramas reales de acuerdo a criterios sismológicos y espectrales que permitan al diseñador analizar estructuras por medio de señales propiamente elegidas sin caer en el sobre-diseño. Las señales seleccionadas deben ser de sismos diferentes, con pares de magnitud y distancia (M-d) representativos de la zona de estudio y con el tipo de suelo correspondiente al sitio de la zona donde se ubicará la estructura a analizar.

En esta investigación se presenta la metodología para seleccionar acelerogramas reales que puedan usarse en la aplicación del método dinámico cronológico teniendo como caso particular la ciudad de Medellín. Aunque la investigación se centra en una única ciudad del país, la metodología que se presenta en este artículo puede aplicarse en cualquier otro lugar de Colombia.

2 SELECCIÓN DE SEÑALES

La selección de señales para su uso en análisis dinámicos cronológicos se hace por medio de la secuencia de pasos presentada en la Figura 1, la cual muestra claramente que para realizar una selección de señales se deben identificar los requisitos normativos presentados en el numeral A.2.7.1 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) y posteriormente con estos requisitos se identifican los acelerogramas con las características necesarias para generar una selección adecuada. Finalmente, se generan grupos de acelerogramas (mínimo tres acelerogramas) que cumplen con los requisitos normativos.

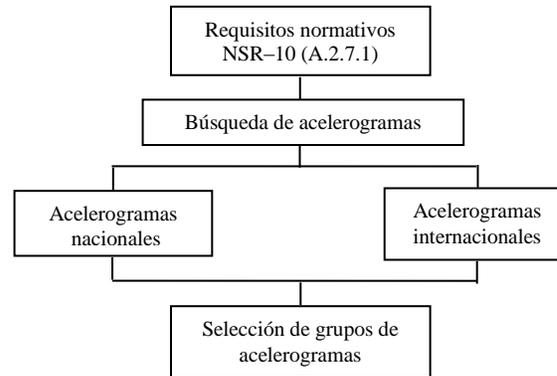


Figura 1: Secuencia de pasos para la selección de señales para su uso en análisis dinámico cronológico.

2.1 Requisitos normativos

La mayoría de los códigos sísmicos incluyen procedimientos para la selección de acelerogramas para su uso en análisis dinámicos. Bommer y Ruggeri (2002) realizaron una revisión de los criterios de selección de 33 códigos de diferentes países en términos de tipo de acelerogramas permitidos, cantidad de señales requeridas y criterios de selección. Dentro de los códigos analizados se encontraba el código sísmico colombiano de 1984, en el cual se permitía el análisis dinámico, pero no se daba ninguna información sobre la selección de los registros. Bommer y Ruggeri (2002) encontraron que la mayoría de los códigos presentan poca información para realizar una selección apropiada de acelerogramas para realizar análisis cronológicos.

El reglamento sismo resistente actual (NSR-10) presenta criterios sismológicos y espectrales que facilitan la selección de acelerogramas para usar en análisis dinámicos. En cuanto a los requisitos sismológicos, es común que las normas indiquen que los acelerogramas deben cumplir con la mayor cantidad posible de parámetros, tales como magnitud, distancia, tipo de suelo, mecanismo de ruptura, etc. Sin embargo, si se van a usar acelerogramas reales, la base de datos de éstos no es lo suficientemente amplia como para poder considerar todos los parámetros mencionados. Bommer y Scott (2000) exploraron la disponibilidad de acelerogramas reales para el uso en análisis dinámicos; a la fecha de su análisis concluyeron que para escenarios sísmicos con magnitud $M_s < 7.3$ y realizando una búsqueda basada en magnitud, distancia y tipo de suelo, la base de datos mundial de acelerogramas permitía encontrar un mínimo de tres registros necesarios para realizar un análisis dinámico. De igual modo, Bommer y Acevedo (2004) sugieren la magnitud, distancia y tipo de suelo como los parámetros principales para la selección de acelerogramas reales. En el caso de Colombia, la NSR-10 especifica que la selección de las señales se debe basar tanto en criterios sismológicos (A.2.7.1.a, b) como en criterios espectrales (A.2.7.1.c, d):

“(a) Debe utilizarse, para efectos de diseño, la respuesta ante la componente horizontal de un mínimo de tres (3) acelerogramas diferentes, (véase A.5.5), todos ellos representativos de los movimientos esperados del terreno teniendo en cuenta que deben provenir de registros tomados en eventos con magnitudes, distancias hipocentrales o a la falla causante, y mecanismos de ruptura similares a los de los movimientos sísmicos de diseño prescritos para el lugar, pero que cumplan la mayor gama de frecuencias y amplificaciones posible. Si se utilizan siete o más acelerogramas, en vez del mínimo de tres prescritos anteriormente, se puede utilizar el valor promedio de los valores obtenidos de todos los acelerogramas empleados en vez de considerar los valores máximos de los análisis individuales.

(b) Cuando se considere que no es posible contar con el número requerido de registros reales con las condiciones descritas en (a), se permite suplir la diferencia por medio de registros sintéticos simulados adecuados para representar los movimientos sísmicos de diseño prescritos para el lugar.

(c) Los espectros de respuesta de los acelerogramas empleados, apropiadamente escalados en consistencia con la amenaza, no pueden tener individualmente ordenadas espectrales, para cualquier período de vibración en el rango comprendido entre $0,8T$ y $1,2T$, donde T es el período de vibración fundamental inelástico esperado de la estructura en la dirección bajo estudio, menores que el 80% de las ordenadas espectrales del movimiento esperado del terreno definidas en A.2.6, y el promedio de las ordenadas espectrales de todos los registros utilizados, en el rango comprendido entre $0,2T$ y $1,5T$, no debe ser menor que las ordenadas espectrales en el mismo rango de períodos para el movimiento esperado del terreno definido en A.2.6.

(d) Cuando en el Capítulo A.5 estos registros se utilizan en análisis tridimensionales, deben utilizarse las dos componentes horizontales del mismo registro las cuales se deben escalar con el mismo factor de escala. En este caso, en vez del promedio mencionado en (c) se debe utilizar la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los valores.”

Los requisitos presentados en el literal (c) se representan gráficamente en la Figura 2a y 2b.

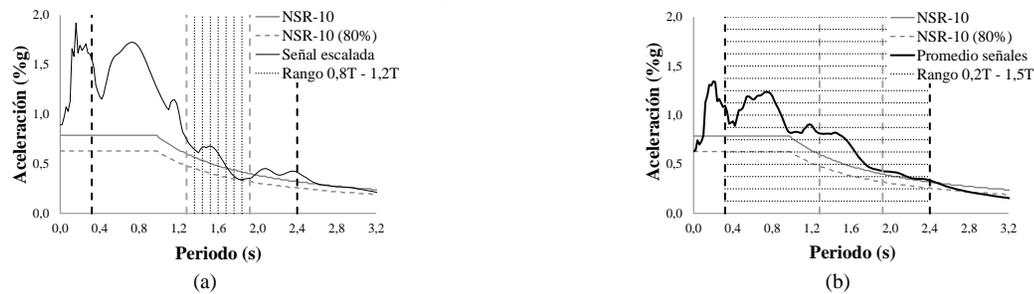
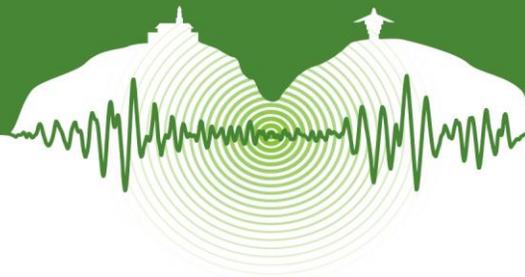


Figura 2: Requisitos establecidos en el reglamento NSR-10 para la selección de señales para ser usadas en análisis dinámicos consistentes en evaluaciones contra el tiempo. (a) Requisito para los espectros de los acelerogramas individuales (Rango 0,8T – 1,2T). (b) Requisito para la combinación de espectros de acelerogramas a ser empleados (Rango 0,2T – 1,5T).

Es importante tener en cuenta que para realizar la simulación de señales se debe tener un grado de conocimiento alto de los parámetros sismológicos y geológicos de la zona de estudio. Existen diversos métodos para la generación de acelerogramas sintéticos tales como la generación mediante el uso de la teoría de propagación de onda junto con un modelo de la falla (Zeng et al., 1994; Yu et al., 1995), el uso de registros de eventos de baja magnitud como funciones empíricas de Green (Hartzell, 1978), métodos estocásticos (Boore, 2003), etc. Independiente del método se debe tener definido un escenario sísmico, al menos en términos de la magnitud y la distancia. La aplicación de estos métodos requiere de personas expertas, lo que sumado con el conocimiento que se debe tener de la fuente sísmica, hace que la opción presentada en el literal “b” de la sección A.2.7.1 del reglamento NSR-10 no sea una opción fácil de elegir. Por otro lado, el uso de acelerogramas reales presenta una ventaja importante teniendo en cuenta que contienen información real sobre la naturaleza del movimiento fuerte. El uso de acelerogramas reales permite tener certeza de que los contenidos frecuenciales corresponden a un estrato de suelo existente y no se depende de cálculos aproximados de las características de la respuesta sísmica de la zona de estudio.

2.2 Búsqueda de señales

El paso siguiente en el proceso de selección de acelerogramas reales para su uso en análisis dinámicos es la búsqueda de acelerogramas nacionales que cumplan los criterios sismológicos (magnitud, distancia y tipo de suelo) y espectrales mencionados en el reglamento NSR-10. Debido a la escasez de acelerogramas nacionales con valores de aceleración importante, en la mayoría de los casos es necesario recurrir a acelerogramas registrados en otros países, para lo cual debe tenerse en cuenta que sean de ambientes tectónicos similares a los de la zona de estudio en la cual se ubica la estructura que se desea analizar. Para el caso particular de Medellín inicialmente se buscaron señales en la Red Nacional de Acelerógrafos de Colombia (RNAC) y posteriormente se complementaron con información de bases de datos internacionales (ambientes tectónicos similares).

2.2.1 Señales nacionales

La fuente de señales acelerográficas más importante en el país es la Red Nacional de Acelerógrafos de Colombia (RNAC) en donde se tienen registros de todo el territorio colombiano. Actualmente, se ha puesto a disposición de los usuarios las señales de la base de datos de la RNAC de modo que se pueden encontrar señales sísmicas registradas en todo el territorio nacional.

Para el caso particular de Medellín, se inició la búsqueda de sismos nacionales en acelerogramas registrados por la RNAC y presentados en los boletines de los años 1993-1995, 1996 a 2009 y 1999 sismo de Armenia. En total se recopilieron 2960 registros con un valor de magnitud asociado. Se buscaron señales de sismos registrados en roca y suelo que presentaran una aceleración horizontal cercana o mayor al 5% de la gravedad. Se seleccionó el 5% como límite inferior debido a los bajos valores de aceleración presentados en la base de datos. Mediante este criterio se encontraron 44 registros en la base de datos de la RNAC y adicionalmente se incluyó un registro correspondiente al sismo de Mistrató (1972) y tres registros del sismo de Murindó (1992), suministrados por la Universidad EAFIT; para un total de 48 registros de eventos sísmicos que conforman una base de datos inicial para este estudio.

En total para la base de datos nacional de registros sísmicos el 29,17% (14) corresponden a sismos registrados en roca (equivalentes a perfiles de suelo A y B del reglamento NSR-10) y 70,83% (34) corresponden a sismos registrados en suelo (equivalentes a perfiles de suelo C, D y E del reglamento NSR-10).

En la base de datos nacional se pudo observar que la información con respecto a los sismos en roca es escasa y no se pudo contar con sismos de fuente lejana, a diferencia de los sismos en suelo que sí presentan una variedad importante en la distribución de distancias y se contó con sismos de fuente cercana, intermedia y lejana como se puede observar en la Figura 3a y 3b. En cuanto a las aceleraciones de los sismos se pudo observar que tanto para roca como para suelo la mayoría de los registros presentaban aceleraciones relativamente bajas, con valores menores a los 150 gales (Figura 3c y 3d), por lo que se evidencia la necesidad de tener sismos con aceleraciones mayores para complementar la base de datos.

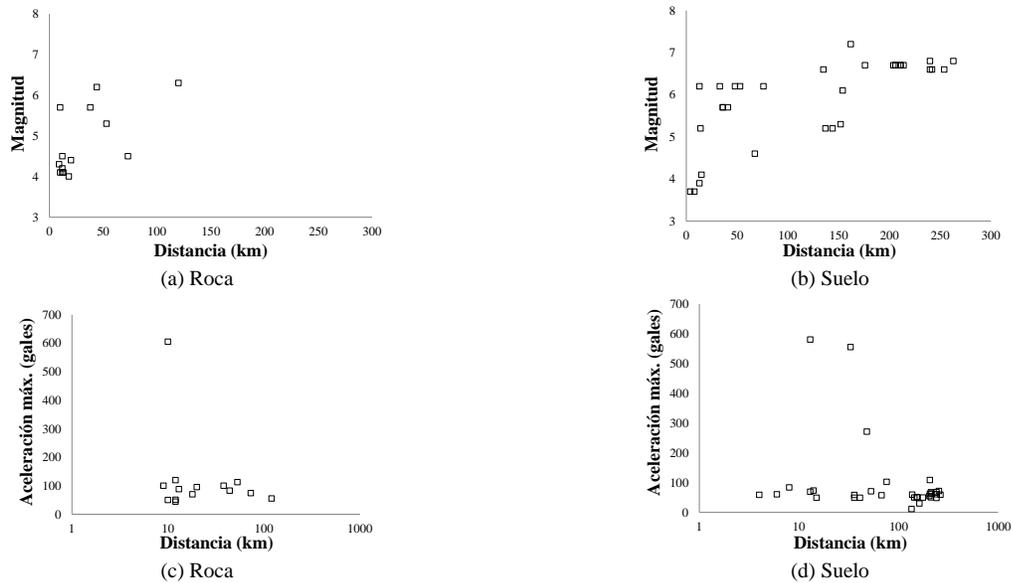
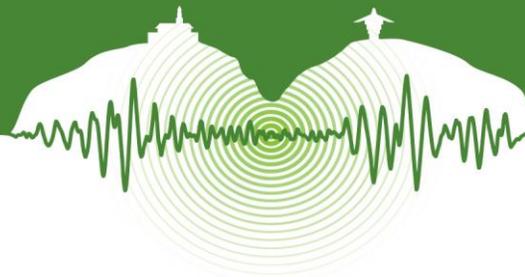


Figura 3: Eventos registrados en suelo y roca suministrados por la RNAC.

Con el fin de identificar la cantidad de sismos que fueran de utilidad para este estudio, se compararon las señales sísmicas nacionales (48 en total) con los requisitos normativos para señales individuales que se presentan en el numeral A.2.7.1 (c). Esta comparación se realizó para cada señal y cada tipo de suelo, para periodos estructurales entre 0,2 y 2,0 segundos. Teniendo en cuenta que para algunos periodos las ordenadas espectrales de las señales eran menores al 80% de las ordenadas del espectro objetivo, se hizo necesario escalar las señales (multiplicar sus ordenas por un factor). El escalamiento indicado corresponde a un primer escalamiento que busca que las señales cumplan requisitos individuales. Posteriormente, cuando la señal haga parte de un grupo de mínimo tres señales, la señal puede requerir un escalamiento adicional para que se cumplan los requisitos de grupos de señales (ver sección 2.3). En el proceso de escalamiento se buscó evitar el uso de factores de escala finales (combinación del factor de escalamiento de señales individuales y el escalamiento de grupos de señales) mayores a 2,0 con el fin de modificar al mínimo las características de las señales (Vanmarcke, 1979). La Tabla 1 presenta a manera de ilustración los acelerogramas para el tipo de suelo B que cumplen el requisito de la norma para algunos de los periodos mencionados (casillas sombreadas). Se puede observar que para este tipo de suelo únicamente para el periodo de 0,2 segundos se cuenta con un grupo de al menos tres señales nacionales.

Tabla 1: Registros para perfil de suelo tipo B que cumplen el criterio presentado en A.2.7.1.c.

Información del sismo					Periodos									
Sismo	Fecha	Estaciones	M_L	d (km)	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Quetame	24/05/08	CQUET003	5,70	0,00										
La Ururia	22/01/95	CSTRC	5,70	38,00										
Quindío	25/01/99	PEREROB	6,20	44,00										
Mistrató	23/11/79	F. Minas (Med.)	6,30	120,00*										

d : Distancia hipocentral; M_L =Magnitud local; * Distancia epicentral

La Tabla 2 muestra el número de sismos que cumplieron los requisitos presentados en el reglamento NSR-10. Debido a la poca cantidad de señales disponibles para realizar análisis dinámicos cronológicos, se hizo necesario complementar la base de datos inicial con sismos de ambientes tectónicos similares, de modo que se contara con mínimo tres señales para cada periodo estructural del rango 0,2 s a 2,0 s.

Tabla 2: Información inicial para los diferentes tipos de suelo definidos en el reglamento NSR-10.

Perfil de suelo	# Señales iniciales	Señales pre-seleccionadas	Rango de periodos útiles
A y B	14	4	0,2 – 0,8
C	34	13	0,2 – 2,0
D y E	34	5	0,2–0,6; 1,0; 1,4 – 2,0



2.2.2 Señales internacionales

Debido a que la base de datos inicial recopilada a partir de datos nacionales cuenta con 48 eventos sísmicos únicamente, de los cuales pocos son de utilidad para análisis dinámicos cronológicos, fue necesario realizar la búsqueda de sismos de ambientes tectónicos similares para complementar la base de datos inicial. Esta búsqueda se realizó en bases de datos internacionales donde se puede encontrar una gran variedad de eventos sísmicos. Las fuentes de información de donde se obtuvieron los acelerogramas son: Instituto de Investigaciones en Ingeniería de la Universidad de Costa Rica (INII-UCR), United States Geological Survey (USGS), University of Southern California (USC), Earthquake Research Department – Turkey (ERD), California Division of Mines and Geology (CDMG) y California Strong Motion Instrumentation Program (CSMIP).

Debido a que la información en bases de datos internacionales es abundante, fue necesario encontrar la forma de iniciar un proceso de búsqueda teniendo como punto de partida parámetros como pares magnitud – distancia ($M-d$) que faciliten encontrar las señales. Es posible conocer el escenario sísmico (par $M-d$) si se cuenta con un estudio de amenaza sísmica con desagregación de la misma. Para el caso de la ciudad de Medellín el estudio de microzonificación sísmica (Consortio de Microzonificación, 2006; 2007) indica que la mayor contribución a la amenaza corresponde a un evento de magnitud $M_L = 6,5$ a una distancia entre 10 y 30 km. En caso de no contar con un escenario sísmico, en este trabajo se propone utilizar ecuaciones de atenuación, tal como se presenta a continuación.

En el caso de Medellín se utilizaron las ecuaciones empleadas en el estudio de microzonificación sísmica del Valle de Aburrá (Consortio de Microzonificación 2006, 2007): Boore et al. (1997), Abrahamson y Silva (1997) y Youngs et al. (1997). Por medio de la comparación de las ecuaciones de atenuación y el espectro objetivo definido en el reglamento NSR-10 se obtuvieron los pares $M-d$ para el rango de periodos [0,2 s – 2,0 s]. El procedimiento consiste en encontrar la combinación $M-d$ que genera aceleraciones en las ecuaciones de atenuación que sean similares a las del espectro objetivo para el rango de periodos definido. Estos pares $M-d$ deben ser consistentes con la amenaza sísmica definida para el lugar, por lo tanto, los valores de magnitudes y distancias están sujetas a la configuración de las fallas en la zona de estudio. En la Figura 4 se presentan los pares $M-d$ encontrados para Medellín utilizando la ecuación de Boore et al. (1997) y el suelo tipo B, teniendo como objetivo los periodos del rango [0,2 s – 2,0 s]. Se debe tener en cuenta que este procedimiento es útil para casos donde no se cuenta con la desagregación de la amenaza sísmica, ya que la desagregación presenta los pares $M-d$ de los sismos que más aportan a la amenaza sísmica del lugar.

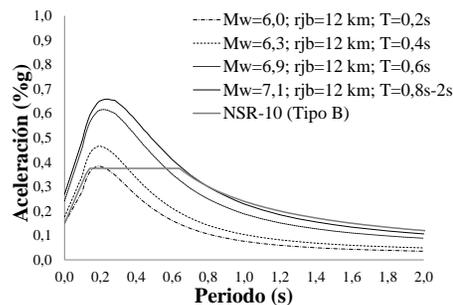


Figura 4: Comparación de la ecuación de atenuación de Boore *et al.* (1997) con el espectro del perfil de suelo tipo B del reglamento NSR-10 para los periodos 0,2 s – 2,0 s.

Como se puede observar en la Figura , el rango de magnitudes y distancias obtenidas para Medellín por medio de las ecuaciones de atenuación es correspondiente al valor estimado por medio de la desagregación sísmica hecho para la ciudad ($M_L = 6,5$ y $d = 10 - 30$ km).

Teniendo como punto de partida los pares magnitud y distancia ($M-d$) obtenidos de las ecuaciones de atenuación para la búsqueda de sismos de ambientes tectónicos similares, se seleccionaron ocho (8) sismos para los perfiles de suelo tipo A y B, tres (3) para el perfil de suelo tipo C y nueve (9) para los perfiles de suelo tipo D y E. La base de datos completa se presenta en la Figura en donde se observa la distribución de la base de datos con sismos nacionales y de ambientes tectónicos similares según Magnitud vs. Distancia y Aceleración horizontal máxima registrada vs. Distancia, observando los rangos de magnitud en donde se complementa la información.

Por medio de pares $M-d$ de fuente cercana, intermedia y lejana (Figura 5a y 5b) para los sismos en roca y suelo se complementó la base de datos inicial y se garantizó que se pudiera contar con al menos tres registros de sismos diferentes para cada periodo en el rango 0,2 s a 2,0 s. La Figura 5c y 5d permite observar que las aceleraciones registradas por los acelerogramas de ambientes tectónicos similares son más altas que las aceleraciones registradas por la mayoría de los acelerogramas nacionales debido a que los sismos seleccionados de ambientes tectónicos similares tienen en su mayoría magnitudes más altas y distancias cortas.

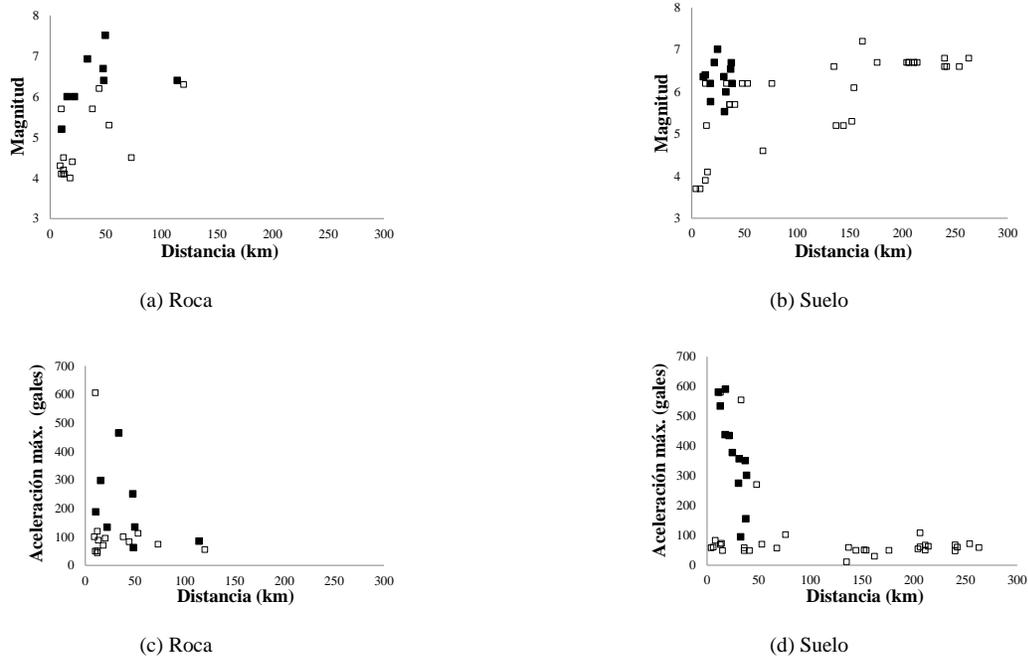
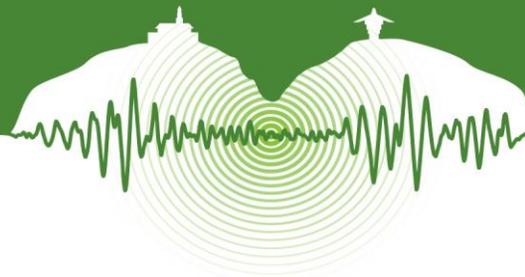


Figura 5: Base de datos completa que recopila sismos nacionales y de ambientes tectónicos similares. El punto abierto representa sismos nacionales y el punto cerrado representa sismos de ambientes tectónicos similares.

2.3 Selección de señales

El proceso de selección de acelerogramas consiste en verificar que los espectros de respuesta de los acelerogramas elegidos para realizar el análisis dinámico cronológico cumplen con los requisitos establecidos en el literal A.2.7.1 del reglamento NSR-10. Como mínimo se debe contar con tres acelerogramas que cumplan con los requisitos normativos. Se debe tener en cuenta que los espectros pueden ser escalados para que cumplan los valores de las ordenadas espectrales requeridas por la norma (espectro objetivo). El proceso de escalado de señales se realiza, si es necesario, en dos situaciones: la primera para cumplir con los requisitos de señales individuales (como se indicó en la sección 2.2.1) y la segunda para asegurar que el promedio de los espectros cumpliera los requisitos de grupo. En general se buscó que el factor de escala final para cada señal no excediera un valor de 2,0. En la selección de señales del caso particular de Medellín, para algunas señales no fue posible mantener este límite en el factor de escala debido a los bajos valores de ordenadas espectrales, por tal motivo el factor final utilizado para algunas señales fue de 2,5.

Los requisitos para identificar una selección de acelerogramas adecuada son dos: criterio para acelerogramas individuales y criterio para grupos de acelerogramas. Teniendo en cuenta que en la sección 2.2 de este artículo, se garantizó que los acelerogramas de la base de datos ya cumplen los requisitos para acelerogramas individuales, en esta sección se procedió a combinar estas señales de tal forma que el promedio de las mismas cumpliera los requisitos para grupos de acelerogramas (tres en este caso). En estas combinaciones se buscó que el promedio de las señales estuviera lo más cerca posible al espectro objetivo para garantizar las ordenadas espectrales más bajas y que aún se cumplieran los requisitos del reglamento NSR-10, adicionalmente se buscó que las señales seleccionadas tuvieran la menor variabilidad posible entre ellas. Ambos criterios buscan que para efectos de diseño se evite un sobre-diseño de las estructuras. Los criterios mencionados se describen a continuación:

Criterio 1: Para el intervalo $0,2T - 1,5T$ se determina la combinación que presente un espectro promedio más cercano al espectro objetivo. Para tal fin se definió la variable m como la sumatoria de la resta elevada al cuadrado de las ordenadas del espectro de diseño objetivo ($Sa_{ED}(T)$, 100%NSR-10) y las ordenadas del espectro de respuesta promedio, $Sa_{ERP}(T)$ como se presenta en la ecuación (1).

$$m = \sum m_T = \sum_{0,2T}^{1,5T} [Sa_{ERP}(T) - Sa_{ED}(T)]^2 \quad (1)$$

Debido a que las ordenadas del espectro promedio siempre están por encima del espectro objetivo, un valor menor de m indica mayor cercanía entre los espectros. En la Figura 6 se presenta de forma gráfica este criterio.

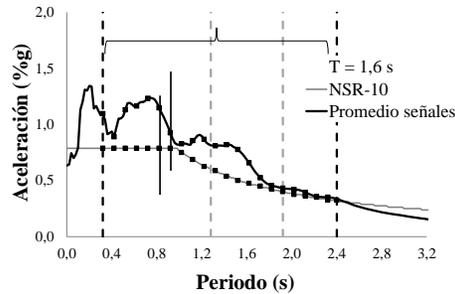


Figura 6: Rango $0,2T - 1,5T$ en el que se determina m_T para cada periodo y m para el intervalo completo.

Criterio 2: Con el fin de obtener señales que no presenten una variación significativa entre ellas, lo cual podría implicar espectros de señales individuales muy alejadas del espectro objetivo, se selecciona la combinación de señales individuales con la menor sumatoria generada por la ecuación (2) con respecto a la comparación del promedio de las tres señales a lo largo del rango de periodos $0,2T - 1,5T$ y cada una de las señales que conforman el grupo.

$$m_j = \sum_{j=1}^3 \left(\sum_{0,2T}^{1,5T} [Sa_{ERP}(T) - Sa_{ERI}(T)]^2 \right) \quad (2)$$

Con base en estos dos criterios se hace la selección de las señales que cumplen los requisitos de la norma para los diferentes perfiles de suelo tipo A, B, C, D y E, definidos en el reglamento NSR-10 para el rango de periodos 0,2 s a 2,0 s. Para cada perfil de suelo se obtuvieron diez grupos (para el rango 0,2 s a 2,0 s) de tres señales y en total se obtuvieron 50 grupos de tres acelerogramas los cuales pueden ser utilizados para análisis dinámicos cronológicos en la ciudad de Medellín. En este artículo se presenta la selección para análisis cronológicos 2D, para el análisis tridimensional tal y como se menciona en el reglamento NSR-10, se debe utilizar el promedio de la raíz cuadrada de los cuadrados de las ordenadas espectrales de los diferentes sismos; el procedimiento en general es el mismo. Para conocer de forma detallada el procedimiento de la selección de señales y los resultados obtenidos para Medellín, se invita al lector a dirigirse al trabajo de Pardo (2014).

2.3.1 Herramienta computacional

En la selección de señales aptas para la realización de análisis dinámicos se desarrolló una herramienta computacional que permitiera procesar de forma ágil los espectros de los acelerogramas pre-seleccionados (señales que cumplen criterios individuales) para varios periodos estructurales. Esta herramienta sigue un algoritmo diseñado para seleccionar a partir de un grupo de mínimo tres espectros, combinaciones de tres espectros que cumplan los requisitos presentados en A.2.7.1.c para señales individuales (rango $0,8T - 1,2T$) y el promedio de los tres espectros (rango $0,2T - 1,5T$). El programa titulado SELAC es de versión libre y puede solicitarse al autor principal de este artículo. Una descripción detallada del programa se encuentra en Pardo (2014).

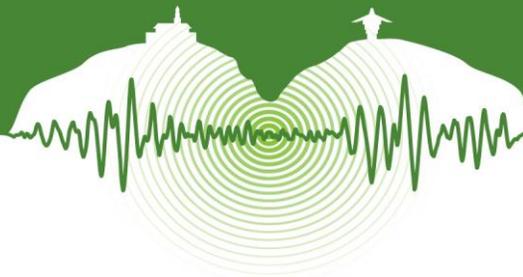
3 DISCUSION DE LOS RESULTADOS

Se hizo un análisis de la información de la base de datos recopilada en el proyecto, siendo evidente la escasez de datos disponibles que cumplan los requisitos presentados en A.2.7.1.c.

3.1 Análisis de la información disponible

Luego de analizar y procesar la información disponible en el país, se evidenció que la información que realmente cumple los requisitos presentados en A.2.7.1 para ser utilizada en procedimientos de análisis dinámico consistentes en evaluaciones contra el tiempo es escasa. Esto se pudo observar a medida que se seleccionaban las señales sísmicas para los diferentes perfiles de suelo de la base de datos recopilada, ya que la cantidad de registros pre-seleccionados (señales que cumplían criterios individuales) para el análisis equivalía a menos del 50% de las señales con las que se contaba inicialmente. Es importante anotar que el requisito mencionado es el primero de los dos requisitos que deben cumplir las señales, por lo que se habla de una pre-selección de señales. Se debe tener en cuenta que aunque la información nacional útil para análisis dinámico cronológico es poca, esta información puede crecer a medida que se registren nuevos eventos sísmicos en el país y de este modo se podrá generar una base de datos importante de sismos que cumplan los requisitos para la selección de señales del reglamento NSR-10.

Además de la escasez de la información, se observaron ordenadas espectrales bajas en los sismos nacionales, por lo que el uso de factores de escala fue necesario para cumplir los requisitos de señales individuales y grupos de señales. Los factores utilizados fueron menores de 2,5 aunque el valor deseado era 2,0 como se menciona en Vanmarcke (1979).



3.2 Requisitos normativos

Los requisitos presentados en A.2.7.1 (a) y (c) en el reglamento NSR-10 para uso en análisis dinámicos se discuten en este numeral. La discusión se centró principalmente en las consecuencias de aplicar dichos requisitos en la selección de grupos de señales. En general los criterios del reglamento hacen que la selección de señales sea un procedimiento exigente, principalmente por el amplio intervalo de periodos en el cual se deben cumplir los requisitos del reglamento.

3.2.1 Discusión de los requisitos exigidos en A.2.7.1

Con respecto a los requisitos exigidos en el reglamento NSR-10, se encontró que algunos de ellos son exigentes en el sentido que los grupos de espectros deben superar en ventanas de periodos amplias ($0,2T - 1,5T$) las ordenadas espectrales del espectro objetivo, el cual es un espectro de amenaza uniforme (EAU) definido para un periodo de retorno de 475 años, lo que equivale a una probabilidad de excedencia de un 10% en un periodo de 50 años. Lo anterior quiere decir que los valores de aceleración para cada periodo corresponden a una probabilidad constante. Esto hace que el promedio de los espectros deba cumplir con aceleraciones en periodos que los espectros de respuesta reales no contienen. La Figura 7a muestra claramente que las características de los espectros varían dependiendo de su cercanía o lejanía del sitio de registro de las señales sísmicas, y además, muestra que el espectro de amenaza uniforme (EAU) es una envolvente utilizada como representación de la amenaza sísmica que tiene en cuenta las características de una amplia gama de espectros.

Como se puede observar en la Figura 7b para los periodos mayores, el tamaño de la ventana $0,2T - 1,5T$ aumenta significativamente con respecto a los periodos menores presentados (debido a que el tamaño de esta ventana varía proporcionalmente con el periodo) y el grupo de señales debe superar estas ordenadas espectrales a lo largo de casi todo el espectro objetivo.

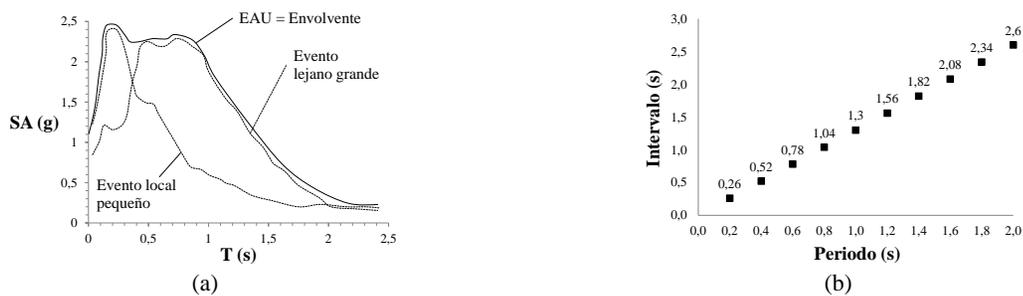


Figura 7: (a) Ilustración esquemática del espectro de amenaza uniforme (EAU) como envolvente de espectros de fuentes sísmicas individuales (adaptado de Bommer *et al.*, 2000). (b) Intervalo de tiempo para cada periodo del rango $[0,2T - 1,5T]$ en el que el promedio de los espectros de respuesta deben superar las ordenadas espectrales del espectro de diseño.

Otro aspecto que se considera exigente en los requisitos normativos es la meseta del espectro objetivo en la zona de periodos bajos debido a que los espectros de acelerogramas reales no tienen un comportamiento constante en esta zona; por esta razón el escalamiento de señales en esta zona tiende a ser más alto, lo cual no es una condición deseada. La Figura 8 presenta la comparación entre factores máximos (para cada periodo y tipo de suelo) de la selección realizada en este estudio teniendo en cuenta dos espectros objetivos diferentes: un espectro objetivo con meseta constante y un espectro sin meseta constante (factores $F_{máx}E1$ y $F_{máx}E2$, respectivamente). De esta comparación se obtuvo que los factores variaron significativamente para los periodos 0,2 s y 0,4 s para los perfiles de suelo A, B, C y D, en los demás periodos no se observó una variación. Para el perfil de suelo tipo E, se observó variación en la mayoría de periodos, siendo más pronunciada para los periodos 0,2 s, 0,4 s y 1,8 s.

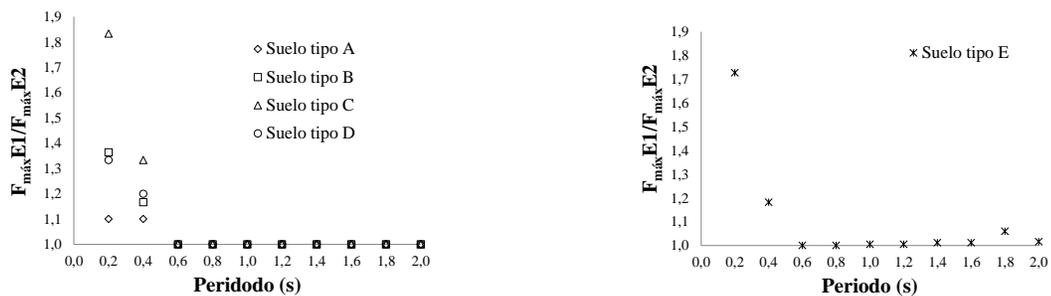
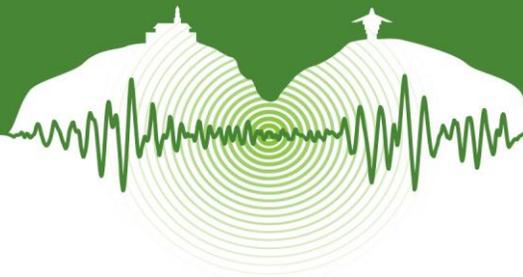


Figura 8: Variación de los factores de escala dependiendo del uso de un espectro objetivo con meseta constante en los periodos iniciales y uno sin meseta constante (ver A.2.6 del reglamento NSR-10).



CONCLUSIONES

Se realizó la selección de acelerogramas reales para su uso en análisis cronológicos para la ciudad de Medellín por medio de una metodología que puede ser utilizada en cualquier localidad a nivel nacional. Mediante esta metodología de selección se obtuvieron 50 grupos de tres acelerogramas clasificados en los cinco perfiles de suelo tipo A, B, C, D y E del reglamento NSR-10 y el rango de periodos 0,2 s a 2,0 s con incrementos de 0,2 s (diez periodos en el rango). Estas señales seleccionadas fueron escaladas por factores de escala no mayores a 2,5 para cumplir los requisitos exigidos por el reglamento NSR-10. En el proceso se observó la escasez de información nacional para su uso en análisis dinámicos cronológicos y fue necesario complementar la información por medio de señales internacionales (de ambientes tectónicos similares), proceso incluido en la metodología. Con respecto a los requisitos normativos se observó que algunos de ellos son exigentes y pueden generar el uso de factores de escala altos, como el uso de un espectro objetivo con una meseta de aceleraciones constantes en la zona de periodos bajos (teniendo en cuenta que los acelerogramas reales no presentan este comportamiento). También, la ventana de periodos $0,2T - 1,5T$ para los grupos de señales es otro requisito exigente debido a que su tamaño aumenta proporcionalmente con respecto al periodo y el promedio de señales debe superar al 100% del espectro objetivo en esta ventana, lo que genera valores de aceleración mayores en el promedio de señales (y por ende las señales finales) debido al proceso de escalamiento. Finalmente, se observa que el reglamento NSR-10 se beneficiaría ampliamente con la inclusión de herramientas que faciliten la selección de señales a los diseñadores estructurales tal como la inclusión de pares magnitud y distancia ($M-d$) que representen la amenaza local de diferentes zonas a nivel nacional, y de límites de escalamiento de las señales que permitan generar selecciones de señales que cumplan los requisitos normativos exigidos y que eviten el sobre-diseño de estructuras.

AGRADECIMIENTOS

La presente investigación se llevó a cabo gracias al patrocinio de la Universidad EAFIT. Los autores agradecen a la Red Nacional de Acelerógrafos de Colombia (RNAC), especialmente a los ingenieros María Luisa Bermúdez, Carlos Fernando Lozano y Jorge Hernán Correa por su entera disposición y oportuna atención de las constantes solicitudes de información relacionada con señales sísmicas registradas en el país. También, se agradece al Observatorio Sismológico de la Universidad del Quindío (OSQ), particularmente al ingeniero Hugo Monsalve Jaramillo, Marisol Gómez Cano y Juan Carlos Zorrilla por su apoyo durante la solicitud y el procesamiento de las señales sísmicas.

REFERENCIAS

- Abrahamson, N.A. and Silva, W.J. 1997. Empirical Response Spectral Attenuation Relations for Shallow Crustal Earthquakes, *Seism. Res. Lett.* Vol 68, N° 1, pp. 94-127.
- Acevedo, A.B. 2012. Criterios sismológicos para seleccionar acelerogramas reales de la red nacional de acelerógrafos de Colombia para su uso en análisis dinámicos. *Revista EIA*, Vol 17, pp. 57-70.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS). 2010. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10. Bogotá: AIS.
- Bommer, J.J. and Acevedo, A.B. 2004. The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol 8, pp. 1-50.
- Bommer, J.J. and Ruggeri, C. 2002. The specification of acceleration time-histories in seismic design codes. *European Earthquake Engineering*, Vol 16, N° 1, pp. 3-17.
- Bommer, J.J. and Scott, S.G. 2000. The feasibility of using real accelerograms for seismic design. In Implications of Recent Earthquakes on Seismic Risk, eds. Elanshai and Antoninou, Imperial College Press, 115-126.
- Boore, D.M. 2003. Simulation of ground motion using the stochastic method. *Pure and Applied Geophysics*, Vol 160, N° 3-4, pp. 635-676.
- Boore, D.M., Joyner, W.B., and Fumal, T.E. 1997. Equations for Estimating Horizontal Response Spectra and Peak Acceleration from Western North American Earthquakes: A Summary of Recent Work. *Seism. Res. Lett.* Vol 68, N° 1, pp. 128-153.
- Consortio de Microzonificación 2006. 2007. Microzonificación sísmica detallada de los municipios de Barbosa, Girardota, Copacabana, Sabaneta, La Estrella, Caldas y Envigado. Área Metropolitana del Valle de Aburrá.
- Hartzell, S.H. 1978. Earthquake aftershocks as Green Functions. *Geophysics Research Letters*, Vol 5, pp. 1-4.
- Ministerio de Obras Públicas y Transporte (MOPT). 1984. Código Colombiano De Construcciones Sismo Resistentes – Decreto 1400 De Junio De 1984, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Bogotá.
- Pardo, A. 2013. Criterios de selección de acelerogramas reales para su uso en análisis dinámicos para la ciudad de Medellín. *Tesis de Maestría. Universidad EAFIT*, Medellín, Colombia.
- Vanmarcke, E.H. 1979. Representation of earthquake ground motion: Scaled accelerograms and equivalent response spectra, State-of-the-Art for Assessing Earthquake Hazards in the United States, Report 14, Miscellaneous Paper S-73-1. US Army Corps of Engineers, Vicksburg, Mississippi.
- Youngs, R., Chiou, S., Silva, W., and Humphrey J. 1997. Strong ground motion attenuation relationships for subduction zone earthquakes. *Seism. Res. Lett.* Vol 68, N° 1, pp. 58-75.
- Yu, G., Khatri, K. N., Anderson, J. G., Brune, J. N., and Zeng, Y. 1995. Strong ground motion from the Uttarkashi Earthquake, Himalaya, India, Earthquake: comparison of observations with synthetics using the composite source model. *Bull. Seism. Soc. Am*, Vol 85, pp. 31-50.
- Zeng, Y., Anderson, J. G. and Su, F. 1994. A composite source model for computing realistic synthetic strong ground motions. *Geophysical Research Letters*, Vol 21, pp. 752-728.



Identificación de las propiedades dinámicas de una estructura sometida a excitación en la base utilizando el método del subespacio

Identification of the dynamic properties of a structure subjected to base excitation using the subspace method

Rubén D. Gómez A.^{1*}, Juan C. Botero P.^{2†}

¹Magíster en Ingeniería, Universidad EAFIT, Medellín, Colombia

²Profesor Titular, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad EAFIT, Medellín, Colombia

RESUMEN

Se implementó el método del Subespacio como una metodología para la identificación de sistemas con la cual se pueden obtener los parámetros modales de estructuras a partir de registros obtenidos por medio de instrumentación. Se estimaron los parámetros modales (periodo y amortiguamiento) de un modelo estructural a escala 1:3 instrumentado y ensayado en el laboratorio de ingeniería sísmica de la Universidad EAFIT. Para el proceso de identificación se realizaron pruebas de excitación en la base y se obtuvieron registros de aceleración bajo diferentes esquemas de instrumentación. Los resultados del proceso de identificación son comparados con los obtenidos al realizar un análisis modal convencional y con los resultados de investigaciones anteriores en las que se realizó un análisis espectral al mismo modelo estructural.

Palabras claves: Método del Subespacio, Identificación de sistemas, Instrumentación Sísmica.

ABSTRACT

The Subspace Identification method is applied as a system identification technique to obtain the modal parameters of structures using vibration data. This paper presents the results of the modal parameter estimation (period and damping) of a 1:3 scale model, instrumented and tested in the laboratory of EAFIT University. For the identification process, base excitation tests were conducted and data for different instrumentation configurations were obtained. The results are compared with a conventional modal analysis and similar studies over the same scale model using spectral analysis.

Keywords: Subspace Method, System Identification, Seismic Instrumentation.

* rgomezal@eafit.edu.co

† jcbotero@eafit.edu.co



1 INTRODUCCIÓN

La necesidad de evaluar las propiedades dinámicas de las estructuras, de validar los modelos matemáticos con los que éstas han sido concebidas y de tener una medida de su salud estructural a través del tiempo, ha llevado a la búsqueda de metodologías para obtener esta información a partir de mediciones realizadas en estructuras reales. Este tema ha cobrado importancia debido a que la esbeltez de obras civiles y de edificios se ha incrementado significativamente en las últimas décadas debido a la demanda económica de materiales estructurales más eficientes, a importantes avances en el diseño estructural y en los métodos constructivos y a las tendencias de los diseños arquitectónicos (Reynders, 2009).

El análisis modal experimental surge como una alternativa para identificar las propiedades dinámicas de las estructuras construidas a partir de datos obtenidos mediante instrumentación, dicho proceso de identificación puede realizarse utilizando técnicas paramétricas que buscan la construcción del modelo matemático a partir de los datos o de técnicas no paramétricas, las cuales determinan las características del sistema con base en análisis espectral. Entre las técnicas paramétricas se destaca el método del subespacio para la identificación de sistemas dinámicos, el cual ha tenido importantes desarrollos en los últimos años. El presente trabajo se basa en los resultados obtenidos por (Ljung, 1999; Van Overschee & De Moor, 1996; Peeters, 2000).

Para validar los resultados obtenidos utilizando el método del subespacio se instrumentó y analizó un modelo estructural construido a escala sobre el cual se realizaron pruebas con dos esquemas de instrumentación, adicionalmente los resultados son comparados con los obtenidos de un análisis espectral y de un modelo analítico realizado en el programa de cómputo SAP2000®. Los resultados obtenidos resultaron ser coherentes entre sí.

2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Se construyó e instrumentó un modelo de una estructura de cinco niveles en acero estructural con una distribución en planta cuadrada, vigas y columnas en perfiles tubulares de sección rectangular unidas mediante conexiones pearnadas y una lámina de acero en cada nivel que le proporciona al sistema la condición de diafragma rígido. Las dimensiones de la estructura se seleccionaron de tal forma que el periodo fundamental fuera cercano a 0.5s (0.1 s por nivel). Las dimensiones y características principales del modelo se muestran en la Tabla 1 y la vista general del mismo se muestra en la Figura 1

Tabla 1: Características del modelo de análisis

Modelo de Análisis	
Sección columnas rectangulares (mm)	50x30x1.5
Sección vigas rectangulares (mm)	50 x 30 x 1.5
Número de niveles	5
Dimensiones generales (m)	2.0 x 2.0 x 5.0
Altura de entrepiso (m)	1
Peso específico acero (kN/m ³)	76.9
Placas de piso (m)	2.0 x 2.0 x 0.006
Peso placa entrepiso (kN)	1.9
Peso del modelo. Incluye cimentación (kN)	13.7



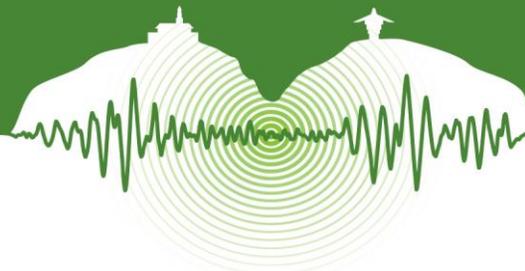
Figura 1 Modelo estructural ensayado.

2.1 Modelo analítico

Para validar los resultados obtenidos en las pruebas se elaboró un modelo analítico mediante el programa de cómputo SAP2000® (Henaó y Botero, 2013). En el modelo numérico se reflejaron las condiciones reales de construcción del modelo estructural ensayado tales como secciones, conexiones, propiedades de los materiales y peso de los elementos. En la Tabla 3, Tabla 5 y Tabla 6 se presentan las frecuencias y periodos del modelo analítico.

2.2 Descripción de las pruebas realizadas

En el modelo construido se realizaron pruebas de vibración forzada con excitación en la base utilizando la mesa vibradora de la Universidad EAFIT. El modelo fue instrumentado con acelerómetros triaxiales con los cuales se registraron y digitalizaron las señales obtenidas bajo los dos arreglos de instrumentación mostrados en la Figura 2, con el fin de identificar las propiedades dinámicas.



micas de translación (Arreglo A) y de torsión (Arreglo B). Los acelerómetros tienen la capacidad de registrar datos con una frecuencia de muestreo de 200Hz lo cual permite obtener frecuencias entre 0 y 100Hz. La precisión de estos es de ± 0.001 Gal ($1 \text{ Gal} = 1 \text{ cm/s}^2$), es decir 0.0001 por ciento del valor de la gravedad y pueden registrar eventos con aceleraciones inferiores a cuatro veces el valor de la gravedad ($\pm 4 g$)

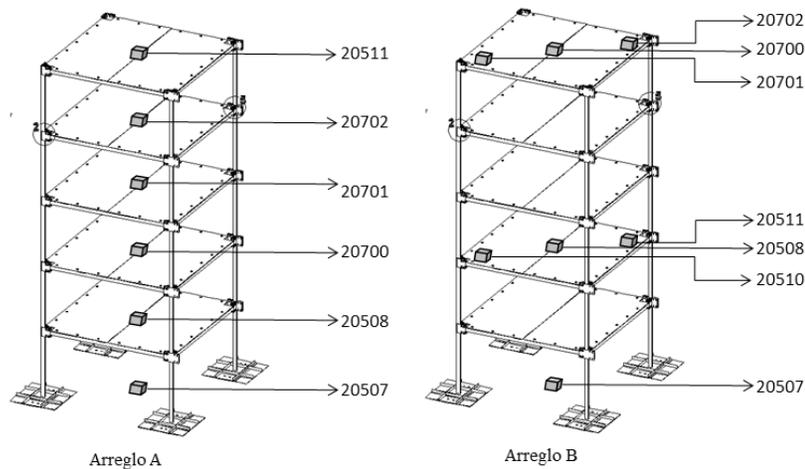


Figura 2: Disposición de los dos arreglos de acelerómetros triaxiales empleados en las pruebas.

2.3 Pruebas con excitación en la base utilizando la mesa vibradora

El mecanismo de activación de la mesa vibradora consiste en generar desplazamientos mediante la utilización de un gato hidráulico, los cuales generan el desplazamiento y aceleración de la mesa. Para las pruebas se utilizaron señales armónicas de desplazamiento con una frecuencia constante de 1.4Hz, para las cuales se consideraron varios niveles de excitación definidos en función de la amplitud del desplazamiento del gato hidráulico de la mesa. La frecuencia de excitación fue seleccionada de tal forma que no coincidiera con las frecuencias propias de la estructura.

3 MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

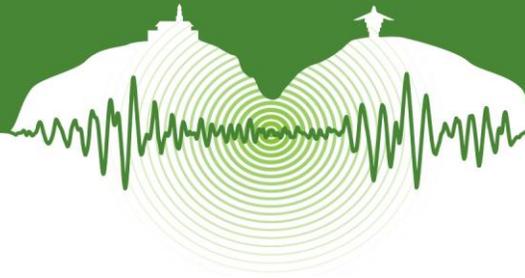
La ecuación de equilibrio dinámico de un sistema de n_2 grados de libertad se puede representar por la siguiente ecuación diferencial:

$$M\ddot{q}(t) + C_2\dot{q}(t) + Kq(t) = f(t) = B_2u(t) \quad (1)$$

Donde M , C_2 , $K \in \mathbb{R}^{n_2 \times n_2}$ son la matriz de masa, amortiguamiento y rigidez; $q(t)$, $\dot{q}(t)$, $\ddot{q}(t) \in \mathbb{R}^{n_2}$ son los vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración respectivamente. El vector $f(t) \in \mathbb{R}^{n_2}$ es la fuerza de excitación, la cual se puede reescribir introduciendo una matriz $B_2 \in \mathbb{R}^{n_2 \times m}$ que especifica la localización de las entradas y un vector $u(t) \in \mathbb{R}^m$ que describe las m entradas en el tiempo. En esta aproximación por elementos finitos, las matrices de masa, M , y de rigidez, K , pueden ser obtenidas de la geometría de la estructura y de las propiedades de los materiales, sin embargo debido a la falta de constantes medibles o identificables de los materiales que gobiernan el amortiguamiento global de la estructura, ensamblar la matriz C_2 de la misma manera que las matrices M y K es prácticamente imposible. (Peeters, 2000).

En el proceso de identificación que implica la construcción de un modelo matemático a partir de los datos obtenidos mediante mediciones, no es necesario medir todos los grados de libertad, la cantidad de los grados de libertad medidos dependerán principalmente de la información que se requiera de la estructura, adicionalmente, se debe tener presente que en las mediciones experimentales el factor del ruido es un factor determinante por lo que éste debe ser incluido de alguna manera en el modelo planteado para la identificación.

A pesar de que la ecuación (1) es una buena representación del comportamiento dinámico de las estructuras, ésta es una aproximación a su comportamiento real pues son varios los aspectos que no logran ser captados por esta ecuación, sin embargo, este modelo sirve como punto de partida en la construcción de modelos más elaborados que tengan en cuenta las variables inherentes al proceso de la obtención de los datos para lograr así que el modelo se ajuste al comportamiento real. Adicionalmente la ecuación (1) está planteada para el tiempo continuo mientras que las mediciones experimentales son de datos discretos. (Peeters, 2000).



3.1 Modelo de estado de espacio continuo

La ecuación de equilibrio dinámico expresada como una ecuación diferencial de segundo orden (1) puede ser reformulada como una ecuación diferencial de primer orden utilizando el planteamiento de estado.

Definiendo el vector de estado y su primera derivada:

$$x(t) = \begin{pmatrix} q(t) \\ \dot{q}(t) \end{pmatrix}, \dot{x}(t) = \begin{pmatrix} \dot{q}(t) \\ \ddot{q}(t) \end{pmatrix} \quad (2)$$

Utilizando la igualdad, $M\dot{q}(t) = M\dot{q}(t)$ la ecuación (1) puede reescribirse como:

$$\begin{pmatrix} M\ddot{q}(t) + C_2\dot{q}(t) \\ M\dot{q}(t) \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} Kq(t) \\ -M\dot{q}(t) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} B_2 \\ 0 \end{pmatrix} u(t) \quad (3)$$

Incluyendo el vector de estado y su derivada (2) se tiene:

$$\begin{pmatrix} C_2 & M \\ M & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \dot{q}(t) \\ \ddot{q}(t) \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} K & 0 \\ 0 & -M \end{pmatrix} \begin{pmatrix} q(t) \\ \dot{q}(t) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} B_2 \\ 0 \end{pmatrix} u(t) \quad (4)$$

Definiendo:

$$P = \begin{pmatrix} C_2 & M \\ M & 0 \end{pmatrix}, Q = \begin{pmatrix} K & 0 \\ 0 & -M \end{pmatrix}, W = \begin{pmatrix} B_2 \\ 0 \end{pmatrix} u(t) \quad (5)$$

La ecuación de segundo orden (1) es reformulada como una ecuación de primer orden:

$$P\dot{x}(t) + Qx(t) = W(t) \quad (6)$$

3.2 La ecuación de estado

Después de convertir la ecuación de segundo orden (1) en una ecuación de primer orden (6), se busca normalizar esta segunda ecuación en términos de $\dot{x}(t)$. La normalización se obtiene pre-multiplicando (6) por P^{-1} .

$$P^{-1} = \begin{pmatrix} 0 & M^{-1} \\ M^{-1} & -M^{-1}C_2M^{-1} \end{pmatrix} \quad (7)$$

Con lo que se obtiene:

$$\dot{x}(t) = -P^{-1}Qx(t) + P^{-1} \begin{pmatrix} B_2 \\ 0 \end{pmatrix} u(t) \quad (8)$$

Reemplazado los valores de P^{-1} y Q se obtienen $A_c \in \mathbb{R}^{n \times n}$ y $B_c \in \mathbb{R}^{n \times m}$, con $n=2n_2$ y m entradas del sistema.

$$A_c = -P^{-1}Q = - \begin{pmatrix} 0 & M^{-1} \\ M^{-1} & -M^{-1}C_2M^{-1} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} K & 0 \\ 0 & -M \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 & I \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C_2 \end{pmatrix} \quad (9)$$

$$B_c = P^{-1} \begin{pmatrix} B_2 \\ 0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 & M^{-1} \\ M^{-1} & -M^{-1}C_2M^{-1} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} B_2 \\ 0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ M^{-1}B_2 \end{pmatrix} \quad (10)$$

Luego la ecuación de estado puede escribirse como:

$$\dot{x}(t) = A_c x(t) + B_c u(t) \quad (11)$$

El subíndice "c" denota el tiempo continuo. Puede demostrarse que la matriz A_c , puede escribirse como $\Psi\Lambda_c\Psi^{-1}$. Con esto se puede plantear el problema de valores y vectores propios como $A_c\Psi = \Psi\Lambda_c$, donde Λ_c contiene los valores propios y Ψ los vectores propios de A_c .

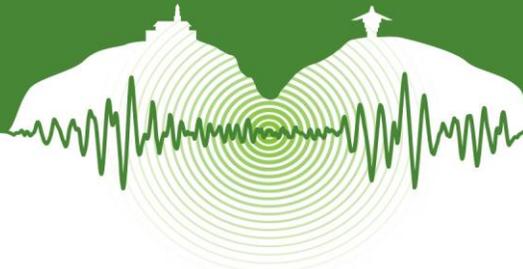
3.3 La ecuación de observación

En la práctica no todos los n_2 grados de libertad de una estructura son medidos. Si se asume que las medidas son tomadas en l localizaciones y que los sensores pueden ser de aceleración, velocidad o desplazamiento la ecuación de observación será:

$$y(t) = C_a\ddot{q}(t) + C_v\dot{q}(t) + C_dq(t) \quad (12)$$

Donde $y(t) \in \mathbb{R}^l$ son las salidas; $C_a, C_v, C_d \in \mathbb{R}^{l \times n_2}$ son las matrices de ubicación de las salidas para la aceleración, velocidad y desplazamiento. Estas matrices están compuestas de ceros y unos, donde los unos representan el lugar en donde están tomados los datos. Despejando la aceleración $\ddot{q}(t)$ de la ecuación de comportamiento dinámico (1) y reemplazándola en (12) se obtiene:

$$y(t) = (C_d - C_aM^{-1}K \quad C_v - C_aM^{-1}C_2) \begin{pmatrix} q(t) \\ \dot{q}(t) \end{pmatrix} + C_aM^{-1}f(t) \quad (13)$$



Reemplazando $f(t) = B_2 u(t)$ y utilizando la definición del vector de estado (2) se tiene:

$$y(t) = C_c x(t) + D_c u(t) \quad (14)$$

Donde $C_c \in \mathbb{R}^{l \times n}$ es la matriz de salida y $D_c \in \mathbb{R}^{l \times m}$ es la matriz de transmisión directa.

$$C_c = (C_d - C_a M^{-1} K \quad C_v - C_a M^{-1} C_2), D_c = C_a M^{-1} B_2 \quad (15)$$

3.4 Modelo de estado de espacio "state-space model"

Combinando las ecuaciones (11) y (14) se obtiene el modelo de estado de espacio para el tiempo continuo.

$$\begin{aligned} \dot{x}(t) &= A_c x(t) + B_c u(t) \\ y(t) &= C_c x(t) + D_c u(t) \end{aligned} \quad (16)$$

El orden del modelo de estado de espacio, n , es definido como la dimensión del vector de estado, las ecuaciones de movimiento se escribieron en la forma de estado de espacio y pueden ser utilizadas para obtener la respuesta $y(t)$ de la estructura dada una cierta entrada $u(t)$. El vector de estado $x(t)$ contiene los desplazamientos y las velocidades de todos los grados de libertad.

3.5 Modelo de estado de espacio discreto

Los datos obtenidos en las pruebas experimentales son discretos, lo que implica reescribir la ecuación (16) la cual es válida para tiempo continuo. Para ajustar los datos a los modelos matemáticos es necesario convertir las expresiones del tiempo continuo al tiempo discreto. La aproximación utilizada en este trabajo consiste en asumir un intervalo de tiempo Δt [s] fijo debido a la instrumentación. Las ecuaciones escritas para el tiempo continuo son discretizadas y resueltas para todos los instantes de tiempo discretos k , donde $t = k\Delta t$, $k \in \mathbb{N}$. Suponiendo que los datos son constantes en el intervalo de muestreo, lo que se conoce como **Zero-Order Hold (ZOH)**, el modelo de estado de espacio continuo (16) es convertido a un modelo de estado de espacio discreto:

$$\begin{aligned} x_{k+1} &= A x_k + B u_k \\ y_k &= C x_k + D u_k \end{aligned} \quad (17)$$

3.6 Relación entre el tiempo continuo y el tiempo discreto

Bajo la suposición anterior, las matrices A , B , C y D del modelo de espacio de estado discreto se relacionan con las matrices A_c , B_c , C_c y D_c del modelo de estado de espacio continuo como se indica a continuación.

$$A = e^{A_c \Delta t}, B = \int_0^{\Delta t} e^{A_c \tau} \delta \tau B_c = (A - I) A_c^{-1} B_c, C = C_c, D = D_c \quad (18)$$

3.7 Parámetros modales

Los valores propios de la matriz de estado A se calculan al incluir la descomposición de los valores propios de la matriz continua A_c en la ecuación (18)

$$A = e^{A_c \Delta t} = e^{\Psi \Lambda_c \Psi^{-1} \Delta t} = \Psi e^{\Lambda_c \Delta t} \Psi^{-1} = \Psi \Lambda_d \Psi^{-1} = \Psi \left[\mu_i \right] \Psi^{-1} \quad (19)$$

El desarrollo de la ecuación anterior proviene de la expansión en series de McLaurin

$$e^M = \sum_0^{\infty} \frac{1}{k!} M^k \quad (20)$$

De la ecuación (19) se puede concluir que los vectores propios discretos son los mismos vectores propios continuos y los valores propios discretos, denotados como μ_i , se relacionan con los valores propios continuos de acuerdo con:

$$\mu_i = e^{\lambda_i \Delta t} \Leftrightarrow \lambda_i = \frac{\ln(\mu_i)}{\Delta t} \quad (21)$$

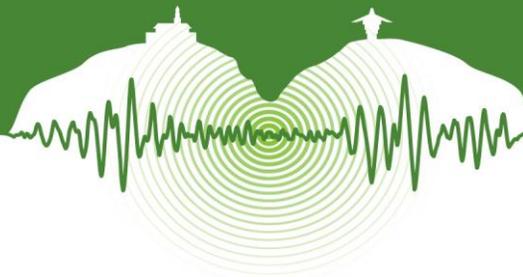
Finalmente se obtienen las frecuencias y amortiguamientos a partir de:

$$\begin{aligned} \omega_i &= |\lambda_i| = \frac{|\ln(\mu_i)|}{\Delta t} \\ f_i &= \frac{\omega_i}{2\pi} \end{aligned} \quad (22)$$

$$\xi_i = \frac{-\text{Real}(\lambda_i)}{\omega_i} = \frac{\ln(\mu_i)}{|\ln(\mu_i)|} \quad (23)$$

Se puede demostrar que las matrices discretas de participación modal y de las formas modales observadas se escriben como:

$$\begin{aligned} L^T &= \Psi^{-1} B \\ V &= C \Psi \end{aligned} \quad (24)$$



3.8 Identificación Determinista-Estocástica combinada

En el proceso de identificación es necesario incluir el *ruido* inherente al proceso de toma de los datos en el modelo matemático para lograr que este se ajuste al comportamiento real de la estructura que se está analizando. Al incluir las componentes estocásticas (el ruido) en el *modelo de estado de espacio discreto* (17) se obtiene el siguiente *modelo determinista-estocástico de espacio de estado discreto*.

$$\begin{aligned}x_{k+1} &= Ax_k + Bu_k + w_k \\ y_k &= Cx_k + Du_k + v_k\end{aligned}\quad (25)$$

Donde $w_k \in \mathbb{R}^n$ es el ruido debido a perturbaciones e incertidumbres del modelo y $v_k \in \mathbb{R}^l$ es el ruido debido a la falta de precisión de los sensores utilizados en el proceso de la obtención de los datos.

4 IDENTIFICACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS UTILIZANDO EL MÉTODO DEL SUBESPACIO

El proceso de identificación por el método de subespacio parte del modelo de espacio (25) y busca con base en conceptos de teoría de sistemas, álgebra lineal y estadística identificar las matrices A , B , C y D . Para la identificación de dichas matrices, en el presente documento se implementaron los algoritmos desarrollados por (Van Overschee & De Moor, 1993; 1994; 1996); Una vez identificado el sistema se obtuvieron los parámetros modales de la estructura de acuerdo con lo indicado en numeral 3, lo cual se encuentra tratado en (Peeters, 2000).

Las señales registradas por el acelerómetro 20507 (Ver Figura 2) corresponden a la señales de entrada. El valor de la k -ésima muestra corresponde a la variable u_k de la ecuación (25). Las señales registradas por los sensores 20508, 20510, 20511, 20700, 20701 y 20702 (Ver Figura 2) corresponden a las señales de salida, el valor de la k -ésima muestra corresponde a la variable y_k de la ecuación (25)

4.1 Identificación de los parámetros modales

El parámetro fundamental en la identificación de sistemas utilizando el método del subespacio es la determinación correcta del orden del modelo de espacio " n " el cual se relaciona con los grados de libertad de la estructura " n_2 " de la siguiente manera:

$$n = 2n_2 \quad (26)$$

La cantidad de parámetros modales identificados del modelo de espacio depende de la selección del orden del modelo, sin embargo, algunos de los parámetros identificados no corresponden a parámetros de la estructura. La experiencia práctica con modelos paramétricos en aplicaciones de análisis modal ha enseñado que es mejor sobre-especificar el orden del modelo y luego eliminar los valores que no corresponden a la estructura, estos valores son llamados "polos numéricos espurios". (Peeters, 2000). Una buena herramienta para alcanzar este objetivo es la implementación del diagrama de estabilización, el cual busca establecer los parámetros modales "*estables*" para diferentes órdenes del modelo de estado de espacio.

4.2 Diagrama de estabilización

Para seleccionar los parámetros modales "*estables*" se realiza el proceso de identificación de las matrices A , B , C y D del modelo (25) para varios órdenes del modelo de estado de espacio. Una vez identificadas las matrices se obtienen las frecuencias, las fracciones de amortiguamiento y formas modales de acuerdo con (22), (23) y (24). Los valores obtenidos de los parámetros modales en la iteración " p " se comparan con los valores obtenidos en la iteración " $p+1$ " y si la diferencia entre ambos es inferior a unos límites establecidos se dirá que el parámetro es estable. De acuerdo con lo expuesto por (Peeters, 2000) los criterios son los siguientes:

$$\begin{aligned}100\% \frac{f^{(p)} - f^{(p+1)}}{f^{(p)}} &< 1\% \\ 100\% \frac{\xi^{(p)} - \xi^{(p+1)}}{\xi^{(p)}} &< 5\% \\ 100\%(1 - MAC(p, p+1)) &< 2\%\end{aligned}\quad (27)$$

Donde " p " es el orden del modelo en donde la frecuencia, f , la fracción de amortiguamiento, ξ , y las formas modales $\{v\}$ son identificadas. The Modal Assurance Criterion (MAC) es la correlación cuadrada entre dos vectores modales:

$$MAC(p, p+1) = \frac{|v^{(p)H} v^{(p+1)}|^2}{(v^{(p)H} v^{(p)})(v^{(p+1)H} v^{(p+1)})} \quad (28)$$

Por definición, **MAC** es un número entre 0 y 1. Este criterio es usado en aplicaciones de análisis modal frecuentemente ya que se caracteriza la correspondencia entre formas modales en un número.



4.3 Resultados obtenidos del proceso de identificación

En la Figura 3 se presentan los *diagramas de estabilización* encontrados para el juego de datos obtenidos de las pruebas con la configuración de la instrumentación mostrada en la Figura 2 para un desplazamiento máximo del gato hidráulico de 1.0cm. En la Tabla 2 y Tabla 4 se presentan las frecuencias, los periodos y las fracciones de amortiguamiento estables del modelo de estado (25) para los arreglos A y B de la Figura 2 respectivamente. En la Tabla 3 y Tabla 5 se presenta una comparación entre los periodos obtenidos del proceso de identificación con los obtenidos del modelo analítico realizado en el programa de SAP2000®

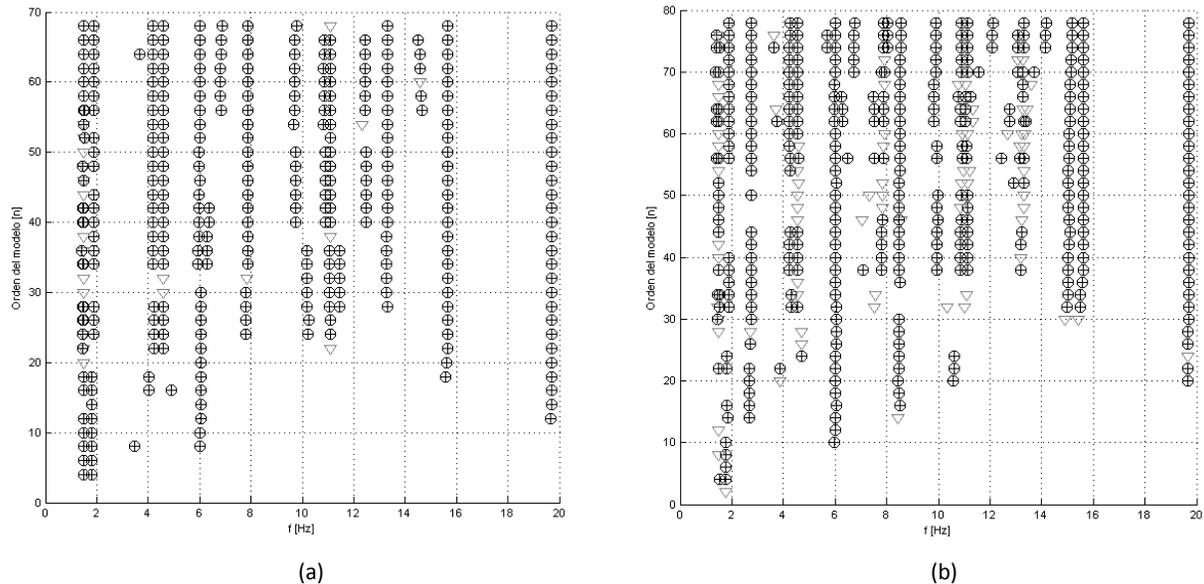


Figura 3: (a) Diagrama de estabilización obtenido a partir de los datos del arreglo A para un desplazamiento máximo del gato de 1.0cm. (b) Diagrama de estabilización obtenido a partir de los datos del arreglo B para un desplazamiento máximo del gato de 1.0cm. El criterio es, 1% para frecuencias, 5% para fracciones de amortiguamiento y 2% para las formas modales. Se indica el símbolo “⊕” para un polo estable en frecuencia, fracción de amortiguamiento y forma modal, el símbolo “▽” para un polo estable en frecuencia y en fracción de amortiguamiento y el símbolo “*” Para un polo estable sólo en la frecuencia.

Tabla 2: Frecuencias, periodos y fracciones de amortiguamiento del modelo de estado estables de acuerdo con lo definido en 4.1 obtenidos del diagrama de estabilización a partir de los datos obtenidos del arreglo A, indicado en la Figura 2 (los valores resaltados corresponden al modelo ensayado)

Parámetro estable	0.2cm			0.4cm			0.6cm			0.8cm			1cm		
	f (Hz)	T (s)	ξ	f (Hz)	T (s)	ξ	f (Hz)	T (s)	ξ	f (Hz)	T (s)	ξ	f (Hz)	T (s)	ξ
1	1.516	0.660	0.011	1.402	0.713	0.092	1.503	0.665	0.011	1.489	0.672	0.007	1.502	0.666	0.0474
2	1.929	0.518	0.007	1.501	0.666	0.007	1.896	0.527	0.025	1.595	0.627	0.033	1.899	0.527	0.0152
3	4.192	0.239	0.007	1.921	0.521	0.014	4.620	0.216	0.006	1.872	0.534	0.011	4.203	0.238	0.0076
4	4.617	0.217	0.003	4.222	0.237	0.021	6.056	0.165	0.014	4.283	0.233	0.016	4.576	0.219	0.0074
5	6.152	0.163	0.004	4.620	0.216	0.007	7.862	0.127	0.008	4.591	0.218	0.007	6.027	0.166	0.0124
6	7.948	0.126	0.005	6.113	0.164	0.006	10.820	0.092	0.018	6.029	0.166	0.009	6.832	0.146	0.0173
7	8.730	0.115	0.021	7.874	0.127	0.005	11.000	0.091	0.003	6.892	0.145	0.019	7.890	0.127	0.0072
8	10.760	0.093	0.003	10.670	0.094	0.005	12.720	0.079	0.005	7.887	0.127	0.005	9.712	0.103	0.0109
9	11.000	0.091	0.001	10.990	0.091	0.002	13.320	0.075	0.013	9.993	0.100	0.011	10.850	0.092	0.0118
10	12.540	0.080	0.001	12.600	0.079	0.008	13.340	0.075	0.001	10.970	0.091	0.004	11.100	0.090	0.0049
11	12.810	0.078	0.002	13.190	0.076	0.015	15.730	0.064	0.001	11.040	0.091	-	12.450	0.080	0.0080
12	13.310	0.075	0.001	13.330	0.075	0.0002	19.720	0.051	0.0002	12.520	0.080	0.007	13.300	0.075	0.0021
13	13.690	0.073	0.005	15.860	0.063	0.001	-	-	-	13.350	0.075	0.001	14.570	0.069	0.0106
14	15.830	0.063	0.003	19.760	0.051	0.0002	-	-	-	13.410	0.075	0.024	15.660	0.064	0.0012
15	19.780	0.051	0.001	-	-	-	-	-	-	15.610	0.064	0.006	-	-	-

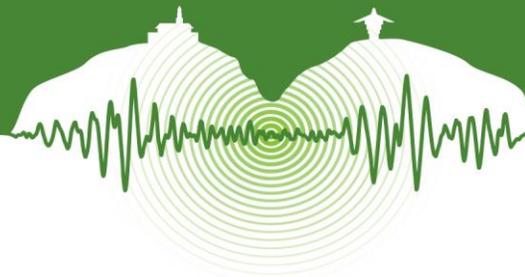


Tabla 3: Comparación entre los periodos del modelo analítico realizado en SAP2000® y los identificados con el método del subespacio utilizando el arreglo A, indicado en la Figura 2 para diferentes desplazamientos del gato

Modo	Dirección	T (s) Modelo analítico	0.2cm		0.4cm		0.6cm		0.8cm		1cm	
			Identificado	% Error								
1	1y	0.664	0.660	0.63	0.666	0.36	0.665	0.23	0.672	1.17	0.666	0.29
2	1x	0.513	0.518	1.12	0.521	1.54	0.527	2.88	0.534	4.19	0.527	2.71
3	1z	0.375	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	2y	0.223	0.217	2.87	0.216	2.93	0.216	2.93	0.218	2.32	0.219	2.00
5	2x	0.166	0.163	2.16	0.164	1.54	0.165	0.61	0.166	0.17	0.166	0.13
6	3y	0.137	-	-	-	-	-	-	0.145	5.94	0.146	6.87
7	2z	0.124	0.126	1.62	0.127	2.57	0.127	2.73	0.127	2.40	0.127	2.36
8	4y	0.104	-	-	-	-	-	-	0.100	3.36	0.103	0.56
9	3x	0.096	0.093	2.93	0.094	2.12	0.092	3.47	0.091	4.79	0.092	3.74
10	5y	0.089	0.091	1.78	0.091	1.87	0.091	1.78	0.091	1.41	0.090	0.86
11	3z	0.074	0.075	2.10	0.075	1.94	0.075	1.87	0.075	1.34	0.075	2.17
12	4x	0.067	0.063	6.33	0.063	6.51	0.064	5.73	0.064	5.01	0.069	1.77

Tabla 4: Frecuencias, periodos y fracciones de amortiguamiento del modelo de estado estables de acuerdo con lo definido en 4.1 obtenidos del diagrama de estabilización a partir de los datos obtenidos del arreglo B, indicado en la Figura 2.(los valores resaltados corresponden al modelo ensayado)

Parámetro estable	0.2cm			0.4cm			0.6cm			0.8cm			1cm		
	f (Hz)	T (s)	ξ												
1	1.494	0.669	0.006	1.498	0.668	0.005	1.477	0.677	0.058	1.508	0.663	-	1.491	0.671	0.007
2	1.932	0.518	0.006	1.897	0.527	0.014	1.865	0.536	0.015	1.641	0.609	-	1.877	0.533	0.019
3	2.785	0.359	0.004	2.798	0.357	0.023	2.799	0.357	0.015	1.899	0.527	0.023	2.749	0.364	-
4	4.615	0.217	0.006	4.272	0.234	0.005	4.226	0.237	0.007	2.807	0.356	0.009	4.230	0.236	0.007
5	6.116	0.164	0.004	4.619	0.216	0.010	4.599	0.217	0.006	4.239	0.236	0.006	4.557	0.219	0.007
6	7.895	0.127	0.002	6.083	0.164	0.005	6.056	0.165	0.006	4.578	0.218	0.010	5.967	0.168	0.009
7	8.569	0.117	0.004	7.888	0.127	0.001	7.001	0.143	0.009	6.015	0.166	0.010	6.270	0.159	0.010
8	10.540	0.095	0.011	8.552	0.117	0.004	7.881	0.127	0.008	6.997	0.143	0.015	7.509	0.133	0.016
9	10.990	0.091	0.005	9.760	0.102	0.000	8.470	0.118	0.001	7.937	0.126	0.003	7.895	0.127	0.003
10	13.670	0.073	0.007	10.830	0.092	0.014	9.732	0.103	0.003	8.436	0.119	0.002	8.497	0.118	0.007
11	14.840	0.067	0.011	10.970	0.091	0.002	9.853	0.101	0.003	9.746	0.103	0.008	9.813	0.102	0.011
12	15.400	0.065	0.015	13.800	0.072	0.007	10.760	0.093	0.012	10.720	0.093	0.026	10.840	0.092	0.010
13	19.770	0.051	0.001	14.930	0.067	0.004	11.010	0.091	0.004	11.030	0.091	0.001	11.070	0.090	0.003
14	-	-	-	15.800	0.063	0.002	13.080	0.076	0.010	13.150	0.076	0.025	12.760	0.078	0.012
15	-	-	-	19.710	0.051	0.001	13.490	0.074	0.009	13.320	0.075	0.002	13.290	0.075	0.003
16	-	-	-	-	-	-	14.120	0.071	0.005	13.860	0.072	0.017	15.080	0.066	0.004
17	-	-	-	-	-	-	15.170	0.066	0.004	14.910	0.067	0.004	15.620	0.064	0.001
18	-	-	-	-	-	-	15.720	0.064	0.002	15.610	0.064	0.003	19.710	0.051	0.001
19	-	-	-	-	-	-	19.740	0.051	0.001	19.680	0.051	0.002	-	-	-



Tabla 5: Comparación entre los periodos del modelo analítico realizado en SAP2000® y los identificados con el método del subespacio utilizando el arreglo B, indicado en la Figura 2 para diferentes desplazamientos del gato

Modo	Dirección	T (s) Modelo analítico	0.2cm		0.4cm		0.6cm		0.8cm		1cm	
			Identificado	% Error								
1	1y	0.664	0.669	0.83	0.668	0.56	0.677	1.99	0.663	0.11	0.671	1.03
2	1x	0.513	0.518	0.96	0.527	2.82	0.536	4.59	0.527	2.71	0.533	3.92
3	1z	0.375	0.359	4.31	0.357	4.75	0.357	4.79	0.356	5.06	0.364	3.05
4	2y	0.223	0.217	2.83	0.216	2.91	0.217	2.49	0.218	2.04	0.219	1.59
5	2x	0.166	0.164	1.59	0.164	1.05	0.165	0.61	0.166	0.07	0.168	0.87
6	3y	0.137	-	-	-	-	0.143	4.29	0.143	4.35	0.133	2.76
7	2z	0.124	0.127	2.30	0.127	2.39	0.127	2.48	0.126	1.76	0.127	2.30
8	4y	0.104	-	-	0.102	1.05	0.103	0.77	0.103	0.91	0.102	1.59
9	3x	0.096	0.095	0.91	0.092	3.56	0.093	2.93	0.093	2.57	0.092	3.65
10	5y	0.089	0.091	1.87	0.091	2.05	0.091	1.68	0.091	1.50	0.090	1.13
11	3z	0.074	0.073	0.59	0.072	1.53	0.074	0.74	0.075	2.02	0.075	2.25
12	4x	0.067	0.067	0.08	0.067	0.68	0.066	2.25	0.067	0.55	0.066	1.67

5 ANALISIS DE RESULTADOS

Las frecuencias de la estructura identificadas utilizando el método del subespacio, son consistentes con los valores obtenidos del modelo analítico realizado en el programa SAP2000® por (Henao y Botero, 2013), esto se puede notar en los porcentajes de error mostrados en la Tabla 3 y Tabla 5, los cuales en su mayoría no exceden el 10% para los dos esquemas de instrumentación utilizados.

No todas las frecuencias estables del diagrama de estabilización corresponden a modos de la estructura, algunas de estas frecuencias son propias del modelo matemático utilizado y de las características de los equipos utilizados en la instrumentación, esto se puede notar al comparar la Tabla 2 con la Tabla 3, la Tabla 3 y la Tabla 4 con la Tabla 5 en las cuales se presentan los valores obtenidos para los dos arreglos de instrumentación indicados en la Figura 2

La disposición de la instrumentación en la estructura tiene influencia en los resultados obtenidos del proceso de identificación, los valores obtenidos a partir del arreglo B, tienen un mejor ajuste con el modelo elaborado en el programa de cómputo SAP2000® que los obtenidos del arreglo A.

Para las diez pruebas realizadas el valor de la frecuencia identificada varía muy poco con el nivel de la excitación la cual está representada en el movimiento de la mesa vibradora, sin embargo, el valor del amortiguamiento varía dependiendo del nivel de excitación de la estructura.

6 COMPARACIÓN DE RESULTADOS

En la Tabla 6 se presenta una comparación entre los parámetros modales identificados del modelo construido y ensayado en el laboratorio utilizando el método del subespacio y análisis espectral, para esto se realizaron tres tipos de pruebas a saber: Excitación en la base, vibración forzada y vibración ambiental. Los resultados de las pruebas de excitación en la base se presentaron en el documento y los resultados de las pruebas de vibración forzada y vibración ambiental se presentan en (Henao & Botero, 2013). Los valores correspondientes a las pruebas de excitación en la base presentados en la Tabla 6, corresponden a los parámetros modales identificados con los datos de la configuración de instrumentación del arreglo B indicado en la Figura 2 para un desplazamiento máximo del gato de 1cm.

Las frecuencias identificadas utilizando técnicas paramétricas y técnicas no paramétricas son consistentes con lo obtenido con el modelo analítico realizado en SAP2000® para los tres primeros modos en cada una de las direcciones “x”, “y” y “z”. Lo anterior permite validar las metodologías implementadas para la identificación de parámetros modales de estructuras utilizando tanto el método del subespacio como el análisis espectral.



Tabla 6: Comparación entre los resultados analíticos y los resultados obtenidos utilizando técnicas paramétricas (Método del subespacio) y técnicas no paramétricas (análisis espectral)

Modo	Dirección	Modelo Analítico			Modelo experimental (Excitación en la base)			Modelo Experimental (Vibración Forzada)			Modelo Experimental (Vibración Ambiental)		
		f (Hz)	T(s)	ξ (%)	f (Hz)	T (s)	ξ (%)	T (s)	f (Hz)	ξ (%)	T (s)	f (Hz)	ξ (%)
1	1y	1.506	0.664	5	1.491	0.671	0.710	0.67	1.5	0.8	0.67	1.5	1.2
2	1x	1.951	0.513	5	1.877	0.533	1.870	0.53	1.9	1.4	0.53	1.9	1.2
3	1z	2.665	0.375	5	2.749	0.364	-	0.36	2.7	-	0.36	2.7	-
4	2y	4.484	0.223	5	4.557	0.219	0.700	0.22	4.5	-	0.22	4.6	2.2
5	2x	6.019	0.166	5	5.967	0.168	0.930	0.17	6	-	0.17	6.1	3.3
6	3y	7.302	0.137	5	7.509	0.133	1.560	0.13	7.9	-	0.13	7.9	0.8
7	2z	8.077	0.124	5	7.895	0.127	0.300	0.12	8.5	-	0.12	8.5	-
8	4y	9.657	0.104	5	9.813	0.102	1.140	-	-	-	-	-	-
9	3x	10.444	0.096	5	10.840	0.092	1.010	0.09	10.8	-	0.09	10.8	1.2
10	5y	11.195	0.089	5	11.070	0.090	0.270	-	-	-	-	-	-
11	3z	13.589	0.074	5	13.290	0.075	0.340	0.07	14.9	-	0.07	14.9	-
12	4x	14.828	0.067	5	15.080	0.066	0.440	-	-	-	-	-	-

CONCLUSIONES

Se presentó una metodología para identificar parámetros modales de una estructura utilizando técnicas paramétricas implementando los algoritmos desarrollados por (Van Overschee y De Moor, 1993; 1994; 1996) para la identificación de las matrices A , B , C y D del modelo de estado de espacio (25) utilizando métodos de subespacio y (Peeters, 2000) para la obtención de parámetros modales utilizando los resultados del proceso de identificación.

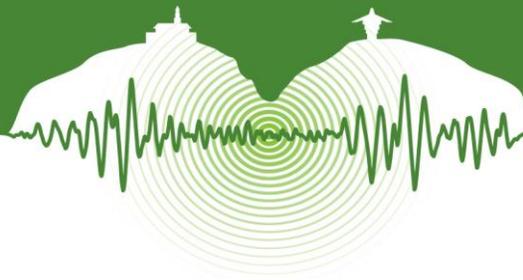
La aplicación conjunta del método del subespacio y del análisis espectral como herramientas para la identificación de las propiedades dinámicas de estructuras instrumentadas, permite tener mayor confiabilidad en los resultados obtenidos en el proceso de identificación. Los resultados obtenidos utilizando el método del subespacio son consistentes con los obtenidos al realizar un análisis espectral y un análisis modal sobre el modelo ensayado.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Universidad EAFIT por brindar los medios económicos para el desarrollo de la investigación cuyos resultados se presentan en este artículo.

REFERENCIAS

- Henaó D. y Botero J. C. 2013. Identificación de las propiedades dinámicas de una estructura sometida a vibración ambiental empleando análisis espectral. Informe proyecto, Departamento de ingeniería Civil, Universidad EAFIT, Medellín.
- Gómez R. y Botero J. C. 2014. Identificación de las propiedades dinámicas de una estructura sometida a excitación en la base empleando técnicas paramétricas (método del subespacio). Informe proyecto, Departamento de ingeniería Civil, Universidad EAFIT, Medellín.
- Ljung L. 1999. *System Identification: Theory for the user* (2d ed.). New Jersey: Prentice Hall.
- Peeters B. 2000. System identification and damage detection in civil engineering. Ph.D thesis, Department of Civil Engineering, K.U. Leuven.
- Reynders E. 2009. System identification and modal analysis in structural mechanics. Ph.D thesis, Faculty of Engineering, K.U. Leuven.
- Reynders E. 2012. System Identification Methods for (Operational) Modal Analysis: Review and Comparison. *Archives of Computational Methods in Engineering*. Vol 19, pp.51-124
- Van Overschee P. and De Moor B. 1993. Subspace algorithms for the stochastic identification problem. *Automática*. Vol 29, N° 3, pp. 649-660.
- Van Overschee P. y De Moor B. 1994. N4SID: Subspace algorithms for the identification of combined deterministic-stochastic systems. *Automática*, Special Issue on Statistical Signal Processing and Control. Vol 30, N° 1, pp.75-93.
- Van Overschee P. y De Moor B. 1996. *Subspace Identification for Linear Systems: Theory – Implementation – Applications*. Dordrecht: Kluwer Academic Publishers.



Uso de soluciones cerradas para la síntesis del movimiento del terreno cercano a la falla y la respuesta estructural de edificios

Use of closed-form solutions for synthesis of near-fault ground motion and structural response of buildings.

Andrés Alonso-Rodríguez^{1*}, Eduardo Miranda²

¹Profesor Asistente, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Valparaíso, Valparaíso, Chile

²Profesor, Ingeniería civil y ambiental, Stanford University.

RESUMEN

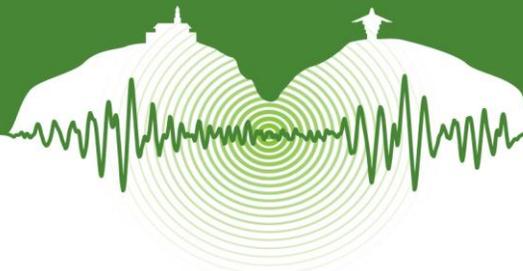
En este artículo se introduce el uso de soluciones cerradas en ingeniería sísmica mostrando su utilidad en el estudio de la respuesta de edificios, en particular las demandas de aceleración y deriva de piso. Basados en una representación del movimiento cercano a la falla desarrollada por Mavroeidis y Papageorgiou (MP), los autores estudian paraméricamente la respuesta de edificios, considerando un modelo donde estos son modelados como vigas de corte y flexión acopladas, obteniendo expresiones cerradas para la aceleración y deriva de piso. Estas expresiones sólo consideran siete parámetros, cuatro para definir las propiedades de la representación del movimiento del terreno y tres para establecer las características del sistema estructural. Las respuestas máximas de deriva y aceleración de sistemas continuos sujetos a movimientos cercanos a la falla han sido comparadas con la obtenida considerando las representaciones MP asociadas a estos, obteniendo resultados cercanos. De esta forma, al involucrar estas expresiones alternativas del movimiento del terreno y a lo más, seis modos de vibración las demandas de deriva y aceleración se pueden estimar razonablemente, requiriendo poco esfuerzo computacional, y software elemental. Luego, se investigan los efectos de cambios de rigidez en la respuesta de edificios al proponer una solución cerrada en términos de funciones de Legendre para las formas modales de una viga de corte con una variación de rigidez parabólica en altura; esperada en edificios diseñados considerando principios de sismorresistencia. Al analizar sistemáticamente los efectos del cambio de rigidez en los modos de vibración se encuentra que estos son de bajo impacto cuando la rigidez en la parte superior de la viga es mayor al 25 por ciento del valor de la base. Efectos de la reducción de rigidez son mayores para las derivadas de los modos de vibración, las cuales tienen un rol fundamental en la estimación de la deriva de piso. El uso de estas nuevas soluciones se ilustra al estudiar la respuesta del edificio SAC 20 a los registros 076 y Cathedral College, causados por los eventos de Chi-chi (1999) y Christchurch (2001). Se encontró que el modelo no-uniforme hace un mejor trabajo que el modelo uniforme, mostrando su utilidad.

Palabras clave: Modelos Simplificados, Respuesta sísmica de edificios, Rigidez no uniforme, Movimiento cercano a la falla.

ABSTRACT

In this study, use of closed-form solutions in earthquake engineering is presented, showcasing their usefulness in earthquake response assessment, in particular, interstory drift and acceleration demands. Firstly, by considering the Mavroeidis Papageorgiou (MP) Pulse representation of near fault ground motion, and taking advantage of a simplified model of buildings consisting of coupled flexural and shear beams, the authors propose closed-form expressions for interstory drift and floor acceleration. These expressions only involve seven parameters, three for describing the properties of ground motion, and four directly relevant to the characteristics of the structural system. Responses of simplified building models to both ground motion and their MP representation have been obtained, finding close agreement among both. This way interstory drift and floor acceleration response caused by such ground motions can be quickly assessed, requiring low-complexity software (an Excel © spreadsheet, for example). Afterwards, effects in modal characteristics of buildings due changes of stiffness along height are investigated. In order to achieve this,

* andalon@gmail.com



a novel solution for the modal properties of buildings with a parabolic stiffness variation along height was found; consequently, this kind of shear beams have modes described by Legendre Functions. This trend of variation of stiffness is expected in buildings designed according to seismic code regulations. After assessing systematically the effects of non-uniform stiffness it was found that changes in modes of vibration are significant for reductions beyond 75 percent of the value in the base; while effects in derivatives of mode shapes are sizably larger. Consequently effects of stiffness changes along height are expected to be more important in interstory drift response, than in acceleration response. Use of solutions found are illustrated by studying the behavior of the SAC 20 building when subjected to two ground motions: 076 record, after Chi-Chi 1999 earthquake, and Cathedral College record, after Christchurch 2011 earthquake. It was found that the simplified model with parabolic stiffness performed a better job, if compared to the uniform shear beam model.

Keywords: simplified models, building earthquake behavior, non-uniform stiffness, near-fault ground motion.

1 INTRODUCCIÓN

Algunas ventajas más relevantes de las soluciones cerradas son: (i) Expresan los modos de vibración en términos de funciones continuas permitiendo la definición analítica de sus derivadas, lo cual hace posible el cálculo exacto de las deformaciones de corte a lo largo de la altura (ii) son útiles para calibrar modelos discretos. (iii) son útiles durante el diseño preliminar y en estudios paramétricos y en general para todos los casos en los cuales no es práctico considerar modelos discretos; en particular, el estudio de pérdidas en grandes portafolios. Por lo tanto, el objetivo de este trabajo es desarrollar soluciones cerradas que permitan sintetizar el sistema estructural de edificios, de manera conjunta con el movimiento del terreno, en particular, el movimiento cercano a la falla.

La naturaleza particular de los movimientos del terreno cercanos a la falla y su relación con el proceso de ruptura ha sido reconocida desde los orígenes mismos de la ingeniería sísmica, (Housner & Hudson, 1957; Aki, 1968; Haskell, 1969; Boore & Zobak, 1974); notando de manera particular el potencial de daño en edificios de estos movimientos peculiares, siendo un caso particular el edificio Olive View, después del evento de San Fernando en 1971. (Mahin et al., 1976).

Los eventos de Northridge y Kobe en 1994 y 1995 hicieron el tema del movimiento cercano a la falla más apremiante, de manera que la comunidad científica lo consideró extensivamente. En particular, se propusieron expresiones matemáticas simplificadas para los movimientos característicos asociados a este fenómeno, siendo algunas Makris y Chang (2000), Cuesta y Ascheim (2004) Bray y Rodriguez Marek (2004), Mylonakys y Voyagaki (2006). Otras investigaciones mostraron el potencial de daño de estos movimientos en edificios de altura media y altas, en la vecindad de la falla (Iwan, 2007; Chopra & Chintanapakee, 2001).

Sin embargo, casi todas las representaciones de movimientos cercanos a la falla presentaron algunos de los siguientes inconvenientes: (a) representaban el movimiento del terreno considerando formas irreales (pulsos rectangulares, triangulares o cicloides) (b) involucraban parámetros que no se relacionan con la ruptura de la falla y por lo tanto no tenían un significado claro, (c) su representación matemática era muy compleja. Mavroeidis y Papageorgiou enfrentaron estos problemas y propusieron una representación realista del movimiento del terreno cercano a la falla al considerar patrones armónicos de movimiento (seno) modulados por una envolvente coseno. Luego, mediante análisis de regresión lograron relacionar los parámetros de su representación con el fenómeno de ruptura de la falla, basándose el modelo de la barrera (Mavroeidis & Papageorgiou, 2003). Incluso, encontraron expresiones cerradas para la respuesta de sistemas de un grado de libertad no amortiguados, cuando están sujetos a estos pulsos (Mavroeidis, Papageorgiou & Dong, 2004).

En este estudio, se reformula el pulso de Papageorgiou como la suma de tres armónicos, lo cual permite obtener soluciones cerradas para la respuesta de aceleración de piso y derivas de sistemas de múltiples grados de libertad con amortiguamiento clásico, cuando son excitados en su base, por estos. Luego, se considera un modelo continuo simplificado de edificio, para estudiar paramétricamente los efectos de las características del pulso y la configuración de la estructura en la respuesta de aceleración de piso, y deriva. En particular, en este estudio se ha seleccionado un modelo continuo desarrollado por Osawa (1964) y luego complementando por Miranda y sus colaboradores (Miranda, 1999; Miranda & Reyes, 2002; Miranda & Taghavi, 2005; Miranda & Akkar, 2006); quien lo ha usado extensivamente de manera exitosa para caracterizar la respuesta de cientos de edificios en California (Alimoardi et al., 2006). El modelo está completamente definido por siete parámetros, cuatro, describen las características del movimiento del terreno, mientras los tres restantes, la configuración del sistema estructural del edificio.

Luego, se procede a investigar los efectos de los cambios de rigidez en la respuesta de edificios. Miranda y Reyes (2002) y Miranda y Taghavi (2005) investigaron esta cuestión aproximadamente recurriendo a análisis de elementos finitos, encontrando que los efectos eran más importantes en edificios predominantemente de marcos los cuales se deforman siguiendo patrones similares observados en las vigas de corte (Alimoardi et al., 2006). Consecuentemente, en este estudio se procedió a encontrar analíticamente las propiedades dinámicas de vigas de corte con variación parabólica de rigidez a lo largo de la altura, considerando valores finitos en el último piso. Este patrón de rigidez se puede esperar en edificios diseñados considerando criterios de sismorresistencia (Alonso & Miranda, 2014).



2 RESPUESTA DE SISTEMAS CONTINUOS A MOVIMIENTO DEL TERRENO

Si el sistema continuo tiene amortiguamiento clásico la respuesta total a una altura no dimensional x y un tiempo t puede encontrarse mediante la superposición de N , respuestas modales finitas:

$$u(x,t) \cong \sum_{i=1}^N \Gamma_i \phi_i(x) D_i(t) \quad (1)$$

Normalmente se requieren entre 3 y 7 modos para obtener una respuesta razonable (Miranda & Akkar, 2006; Miranda & Taghavi, 2005). $D_i(t)$ es la respuesta de desplazamiento de un sistema de un grado de libertad (SDOF), dada de acuerdo a la siguiente Ecuación Diferencial:

$$\ddot{D}_i + 2\zeta_i \dot{D}_i + \omega_i^2 D_i = -\ddot{u}_g(t) \quad (2)$$

Donde ω_i y ζ_i son la frecuencia de vibración y amortiguamiento asociados con el modo i , $u_g(t)$ es el desplazamiento del terreno, de manera que en la Ecuación 5 está involucrada su segunda derivada temporal, la aceleración del terreno. El factor de participación modal, para una viga con una distribución de masa uniforme a lo largo de su altura, está dado por (Reyes & Miranda, 2002).

$$\Gamma_i = \frac{\int_0^1 \phi(x) dx}{\int_0^1 \phi^2(x) dx} \quad (3)$$

La deriva de piso, IDR puede estimarse, para un modelo continuo, de la siguiente manera:

$$IDR(x,t) \approx \theta(x,t) = \frac{1}{H} \frac{d}{dx} \left[\sum_{i=1}^N \Gamma_i \phi_i(x) D_i(t) \right] = \frac{1}{H} \sum_{i=1}^N \Gamma_i \frac{d\phi_i(x)}{dx} D_i(t) \quad (4)$$

La aceleración absoluta del sistema a una altura no dimensional x , la cual es importante para estimar el daño en elementos estructurales sensibles a aceleración se obtiene al diferenciar dos veces la Ecuación 1 respecto al tiempo, y consecuentemente sumar la aceleración del terreno, como se observa en la ecuación 5:

$$\ddot{u}_i(x,t) = \ddot{u}_g + \sum_{i=1}^N \Gamma_i \phi_i(x) \ddot{D}_i(t) \quad (5)$$

Si la aceleración del terreno se expresa de acuerdo a un pulso sintético, es posible aprovechar la solución cerrada encontrada para la respuesta de un SDOF a este, permitiendo una solución cerrada a la respuesta de sistemas continuos cuando son sujetos a un movimiento del terreno de esas características.

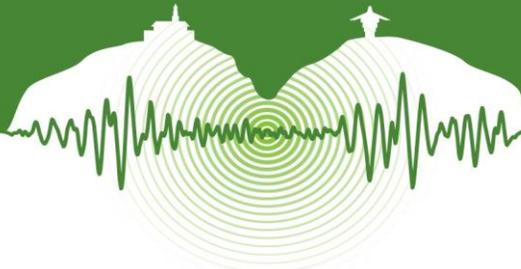
3 EL PULSO DE MAVROEIDIS-PAPAGEORGIU

El objetivo del trabajo del Mavroeidis y Papageorgiou (2003) fue encontrar una forma adecuada para representar el movimiento cercano a la falla (Menos de 20 kilómetros de las fallas causativas) mediante una expresión matemática simple capaz de reproducir la velocidad del terreno y el espectro de pseudo-velocidad asociado al movimiento del terreno. Adicionalmente, el pulso analítico simplificado debía ser conciso, incluyendo la menor cantidad de parámetros posible, permitiendo encontrar la respuesta de sistemas de un grado de libertad (SDOF) en expresiones cerradas. Adicionalmente, buscaron que los parámetros que definieran el pulso tuvieran alguna relación con el proceso de ruptura de la falla. Finalmente ellos propusieron una expresión matemática para el movimiento del terreno, la cual, tras el uso de identidades trigonométricas se puede expresar de la siguiente manera:

$$\ddot{u}_g(t) = A_p \pi f_p \left\{ \left[\frac{g_p + 1}{2g_p} \right] \sin \left[2\pi f_p \left(\frac{g_p + 1}{g_p} \right) t - \pi g_p + a \right] + \left[\frac{g_p - 1}{2g_p} \right] \sin \left[2\pi f_p \left(\frac{g_p - 1}{g_p} \right) t - \pi g_p + a \right] - \sin(2\pi f_p t - \pi g_p + a) \right\} \quad (6)$$

$$0 \leq t \leq t_p = \frac{g_p}{f_p}$$

Donde t es tiempo, A_p es la amplitud de velocidad del pulso, f_p es la frecuencia característica del pulso (frecuencia del término armónico), g_p es la duración del pulso en términos de la frecuencia característica (igual a g_p / f_p). La ecuación 6 define el pulso de aceleración de Mavroeidis y Papageorgiou (MP) y es válida en la medida que $0 \leq t \leq g_p / f_p$. Claramente estos parámetros tienen un significado relevante; coinciden con características importantes de los pulsos de movimiento del terreno cercano a la falla (amplitud, duración, frecuencia y fase). Se debe destacar que una notación distinta a la usada por Mavroeidis y Papageorgiou (2003) ha sido empleada, con el objetivo de evitar confusiones entre los parámetros que definen el movimiento del terreno, y las propiedades del sistema estructural. La amplitud del pulso A_p está relacionada íntimamente con la velocidad de deslizamiento en la ruptura de la falla y es ligeramente dependiente del tamaño de esta, consecuentemente también es independiente de la magnitud. Ma-



vroidis y Papageorgiou observaron que A_p es un parámetro estable que varía uniformemente entre 0.7 y 1.30 m/s; de manera que un valor de 1.0 m/s representa en efecto las amplitudes máximas de velocidad esperadas en registros observados dentro de una distancia de 7 km de las fallas causativas, independientemente de la magnitud del terremoto. En cambio, el periodo característico del pulso f_p tiene una relación directa con el tiempo de realce del proceso de ruptura, de manera que está relacionado directamente con la magnitud d de momento M_w , Tal como se muestra en la Ecuación 7. Los parámetros a y g_p son instrumentales para ajustar las historias de tiempo a los pulsos, principalmente.

$$f_p = 10^{2.9-0.5M} \quad (7)$$

4 RESPUESTA DE SDOFS A PULSOS MP

En la medida que el pulso MP puede expresarse como la suma de términos seno, la respuesta amortiguada de SDOFs puede obtenerse directamente mediante la superposición de las respuestas a cada término. Consecuentemente, la respuesta no-homogénea está dada por:

$$\ddot{u}_p(t) = \frac{A_p \kappa}{4\pi f_p} \left\{ C_1 \sin \left[2\pi f_p \frac{g_p + 1}{g_p} t + \psi_1 \right] + C_2 \sin[2\pi f_p t + \psi_2] + C_3 \sin \left[2\pi f_p \frac{g_p - 1}{g_p} t + \psi_3 \right] \right\} \quad (8)$$

Donde κ es el cociente entre el periodo característico del pulso (recíproco de la frecuencia característica f_p) y el periodo de vibración del SDOF. La ecuación 8 es válida para sistemas con amortiguamiento menor al crítico. Los valores de ψ_1 ψ_2 ψ_3 y los ángulos de fase de la respuesta están dados por la Ecuación 9:

$$\psi_1 = a - \pi g_p - \tan^{-1} \left(\frac{2\xi \kappa g_p [g_p + 1]}{g_p^2 - \kappa^2 (g_p + 1)^2} \right) \quad \psi_2 = a - \pi g_p - \tan^{-1} \left(\frac{2\xi \kappa}{1 - \kappa^2} \right) \quad \psi_3 = a - \pi g_p - \tan^{-1} \left(\frac{2\xi \kappa g_p [g_p - 1]}{g_p^2 - \kappa^2 (g_p - 1)^2} \right) \quad (9)$$

Donde, ξ es la razón de amortiguamiento del SDOF. Los parámetros C_1 , C_2 , C_3 controlan la amplitud del movimiento, y están dados por:

$$C_1 = -\frac{g_p + 1}{g_p} \frac{\kappa}{2} \left\{ \left[1 - \left(\frac{g_p + 1}{g_p} \right)^2 \kappa^2 \right]^2 + \left(2\xi \frac{g_p + 1}{g_p} \kappa \right)^2 \right\}^{-\frac{1}{2}} \quad C_2 = \kappa \left\{ (1 - \kappa^2)^2 + (2\xi \kappa)^2 \right\}^{-\frac{1}{2}}$$

$$C_3 = -\frac{g_p - 1}{g_p} \frac{\kappa}{2} \left\{ \left[1 - \left(\frac{g_p - 1}{g_p} \right)^2 \kappa^2 \right]^2 + \left(2\xi \frac{g_p - 1}{g_p} \kappa \right)^2 \right\}^{-\frac{1}{2}} \quad (10)$$

La respuesta homogénea está dada por la Ecuación 11, como se muestra a continuación:

$$u_h(t) = e^{-\frac{2\xi t}{\kappa}} B_h \sin \left(\frac{2\pi f_p \sqrt{1 - \xi^2}}{\kappa} t + \psi_h \right) \quad (11)$$

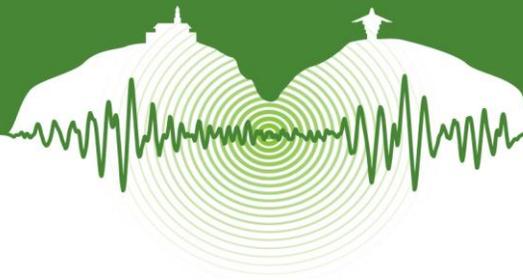
Donde los parámetros B_h y ψ_h son la amplitud y el ángulo de fase de la respuesta homogénea. Sus valores para condiciones de cero condiciones iniciales (reposo) son:

$$B_h = \left\{ u_p(0)^2 + \left[\left(\frac{\xi}{\sqrt{1 - \xi^2}} \right)^2 u_p(0) - \frac{\kappa \dot{u}_p(0)}{2\pi f_p \sqrt{1 - \xi^2}} \right]^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \quad \psi_h = \tan^{-1} \left(\frac{u_p(0)}{\frac{\kappa \dot{u}_p(0)}{2\pi f_p \sqrt{1 - \xi^2}} - \frac{\xi u_p(0)}{\sqrt{1 - \xi^2}}} \right) \quad (12)$$

Finalmente, la respuesta será la suma de las partes homogénea y no homogénea:

$$u(t) = u_p(t) + u_h(t) \quad (13)$$

Una vez el pulso concluye, el SDOF está sujeto a vibración libre, con condiciones iniciales asociadas al desplazamiento y velocidad observados en el momento que el pulso termina ($t = g_p / f_p$). De esta manera la respuesta amortiguada puede calcularse mediante expresiones cerradas.



5 MODELO SIMPLIFICADO DE EDIFICIOS

En este estudio se considera un modelo simplificado de edificio. Se propone un modelo conformado por una viga de Bernoulli en voladizo acoplada con una viga de corte, también en voladizo. Ambas vigas están unidas por una cantidad infinita de elementos axialmente rígidos simplemente apoyados en su extremo, de manera que pueden transferir cargas horizontales, imponiendo los mismos desplazamientos en ambas vigas. La masa y rigidez se consideran uniformes a lo largo de la altura.

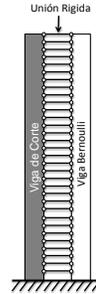


Figura 1: Modelo simplificado de Edificio. Taghavi y Miranda (2005).

El modelo descrito está completamente definido mediante tres parámetros: (1) el periodo fundamental de vibración, (2) el factor modal de amortiguamiento y un factor no dimensional que representa la relación entre rigidez a la flexión y al corte, dado por la ecuación 14:

$$\alpha = H \sqrt{\frac{GA}{EI}} \quad (14)$$

Donde H es la altura del edificio, GA es la rigidez al corte de la viga de corte, EI es la rigidez a la flexión de la viga de Bernoulli. Mientras un valor de $\alpha = 0$ corresponde a una viga de flexión pura, (Bernoulli) representando los edificios donde los muros son predominantes; un valor de $\alpha \rightarrow \infty$ representa una viga de corte, la cual tiene un patrón de deformación similar al de los edificios con sistema estructural de marcos. Al variar el parámetro α el modelo permite considerar cualquier caso entre ambos extremos. La amplitud a una altura no-dimensional $x=z/H$ para el modo i está dada por (Miranda y Akkar 2006):

$$\phi_i(x) = \sin(\gamma_i x) - \frac{\gamma_i}{\beta_i} \sinh(\beta_i x) - \eta_i \cos(\gamma_i x) + \eta_i \cosh(\beta_i x) \quad (15)$$

Donde γ_i es la variable a resolver, β_i y η_i son parámetros no dimensionales para el modo i de vibración, dados por:

$$\beta_i = \sqrt{\alpha^2 + \gamma_i^2} \quad \eta_i = \frac{\gamma_i^2 \sin(\gamma_i) + \gamma_i \beta_i \sinh(\beta_i)}{\gamma_i^2 \cos(\gamma_i) + \beta_i^2 \cosh(\beta_i)} \quad (16)$$

El parámetro eigenvalor, γ_i se obtiene al resolver la ecuación característica, la cual está dada por:

$$2 + \left[2 + \frac{\alpha^4}{\gamma_i^2 \beta_i^2} \right] \cos(\gamma_i) \cosh(\beta_i) + \frac{\alpha^2}{\gamma_i \beta_i} \sin(\gamma_i) \sinh(\beta_i) = 0 \quad (17)$$

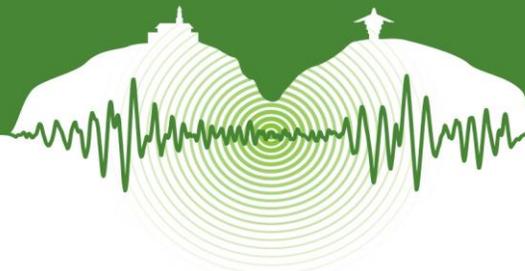
Una vez se han encontrado los valores de γ_i para cada uno de los modos deseados, la razón entre los periodos modales y el fundamental está dada por:

$$\frac{T_i}{T_1} = \frac{\gamma_1}{\gamma_i} \sqrt{\frac{\gamma_1^2 + \alpha^2}{\gamma_i^2 + \alpha^2}} \quad (18)$$

Es preciso notar que, las formas modales definidas por la Ecuación 15 y las razones de periodo definidas por la Ecuación 18 solo dependen de α mostrando que el sistema continuo está definido completamente por 3 parámetros. Esto es importante porque el modelo simplificado de edificio requiere solo un parámetro adicional a aquellos requeridos para estimar la respuesta de un SDOF.

6 EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LOS PULSOS MP PARA LA ESTIMACIÓN DE LA RESPUESTA DE ACELERACIÓN Y DERIVAS DE PISO.

Con el objetivo de analizar si es posible considerar los pulsos MP para analizar el comportamiento sísmico de edificios de varios pisos cuando estos están sujetos a movimiento cercano a la falla, una muestra de registros en dirección normal a la falla de la base



de datos compilada por Marvoeidis y Papageorgiou (2003) fue considerada. Registros con diversas características de ruptura, diversas distancias a fallas causativas y magnitudes de momento entre 5.9 y 7.0 fueron incluidos. Después, parámetros propuestos por Mavroeidis y Papagerogiou fueron revisados, proponiendo nuevos, mediante ajuste de diferencia cuadrática entre los espectros de aceleración de los pulsos y los movimientos del terreno seleccionados. La respuesta de aceleración a lo largo de todo el edificio, se puede estimar mediante la Ecuación 5 considerando los modos definidos por la Ecuación 15, en la medida que se disponen del periodo fundamental, el valor α y el amortiguamiento del modelo (el mismo para todos los modos). De esta forma es posible elaborar un espectro generalizado, el cual relacione los valores máximos de aceleración en tiempo y en altura; y el periodo fundamental del edificio, construyendo lo que se denomina un espectro generalizado de aceleración GAS (Taghavi & Miranda, 2005). Este espectro indica el potencial de daño que puede inducir el movimiento del terreno en componentes sensibles a aceleración, lo cual permite comparar las características propias del movimiento del terreno y la tipología del sistema estructural, representada por el factor α (efectos en edificios predominantes de muros, y marcos, por ejemplo) y el coeficiente global de amortiguamiento.

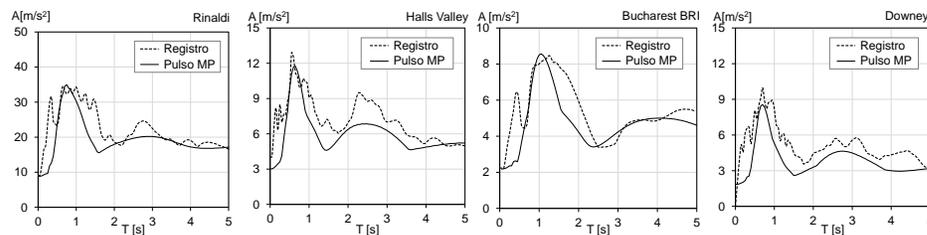


Figura 3: Espectros generalizados de aceleración para los registros seleccionados y su representación MP, considerando amortiguamiento del 5% del crítico y un valor $\alpha=3$

Se observa que características generales de la respuesta pico de aceleración de piso son capturadas efectivamente por la representación MP. Pulsos primarios y secundarios son observados, presentando una versión suavizada de la respuesta esperada. Ello es razonable, dado que el pulso no puede reflejar el contenido de alta frecuencia de los movimientos del terreno. Para análisis generalizados en los cuales estimativos globales son útiles, ello es relevante. Es posible modificar la respuesta asociada a pulsos MP para incluir aproximadamente los efectos del movimiento no coherente, mediante factores de escala. Este tema se puede analizar en estudios posteriores.

Es posible elaborar un espectro de derivas, de manera análoga a lo presentado para aceleraciones de piso. Iwan (1997) hizo una propuesta para espectros de deriva, considerando vigas de corte. Esta definición fue ampliada por Miranda y Akkar (2006) quienes propusieron el espectro generalizado de deriva. Para su cálculo, los máximos de deriva se encuentran de acuerdo a la Ecuación 4. Sin embargo, la altura de piso es un parámetro requerido. Este inconveniente puede subsanarse al considerar relaciones entre periodo y altura usadas en códigos de diseño, siguiendo la sugerencia de Iwan (1997):

$$H = \left(\frac{T_1}{k_1} \right)^{k_2} \quad (19)$$

Donde T_1 es el periodo fundamental, y los valores k son coeficientes. En este estudio se han adoptado: $k_1 = 1.25$ y $k_2 = 0.0724$. Bajo esta condición se han elaborado los siguientes espectros de deriva:

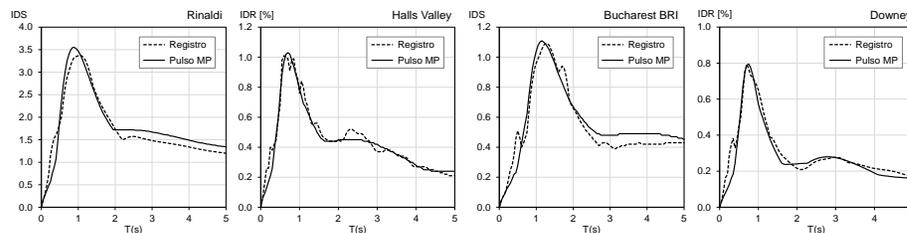
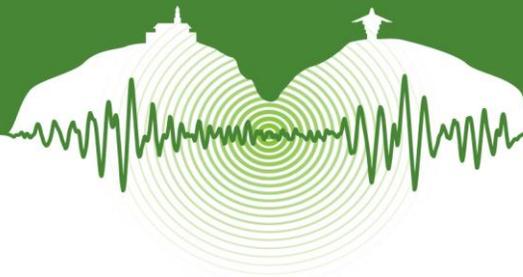


Figura 4: Espectros generalizados de deriva para los registros seleccionados y su representación MP, considerando amortiguamiento del 5% del crítico y un valor $\alpha=3$

Claramente, el pulso MP constituye una forma interesante para evaluar rápida y eficientemente las demandas de deriva de piso para movimientos cercanos a la falla, como se muestra en la Figura 3. Sólo diferencias puntuales, y una sobreestimación global del 10% en el largo periodo (superior a 2 segundos) fue observada. Dada la variabilidad en los movimientos del terreno estudiados, y considerando que el modelo solo involucra un parámetro adicional a un SDOF, los resultados mostrados son claramente notables. La representación MP es definitivamente una opción útil para estimación paramétrica de riesgo, permitiendo estudiar sistemáticamente los efectos de los parámetros de los pulsos y las características del modelo estructural.



7 COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE UNA VIGA DE CORTE CON VARIACIÓN DE RIGIDEZ PARABÓLICA

En esta sección, se desea explorar el efecto de los cambios de rigidez en altura observados en edificios en la medida que la capacidad de resistencia de acciones sísmicas se reduce desde el último al primer nivel. El método de la fuerza equivalente da origen a patrones de carga de triángulo invertido, los cuales, implican un corte de piso parabólico. Más aún, el corte de piso estimado considerando el análisis modal espectral, sigue la misma tendencia (Rosenblueth & Newmark, 1971), de manera que es razonable considerar una variación parabólica para la rigidez en altura, para edificios que involucran principios de sismoresistencia en su diseño estructural. Un patrón razonable, que permita un valor finito de rigidez en el último piso es:

$$S_{sh}(x) = [1 - (1 - \delta)x^2] \quad (20)$$

En general, se observa que los efectos de la rigidez no uniforme es más crítico en edificios de marcos (Miranda y Reyes, 2002), de manera que es posible considerar una viga de corte para este análisis. La ecuación diferencial de una viga de corte con una distribución de rigidez dada por la Ecuación 20, y masa uniforme a lo largo de su altura está dada por:

$$[1 - (1 - \delta)x^2] \frac{d^2 \phi(x)}{dx^2} - 2x[1 - \delta] \frac{d\phi(x)}{dx} + \omega^2 \tau^2 \phi(x) = 0 \quad (21)$$

Donde x es la altura normalizada por la altura del edificio ($x=z/H$) y τ es:

$$\tau^2 = \frac{\rho_v H^2}{GA_0} \quad (22)$$

Donde GA_0 es la rigidez al corte en la base de la viga y ρ es la masa por unidad de longitud. Se puede demostrar que la solución general a la Ecuación diferencial 6 está dada por (Alonso y Miranda, 2014):

$$\phi(x) = P_v(\sqrt{1 - \delta}x) + \frac{P_v(0)}{Q_v(0)} Q_v(\sqrt{1 - \delta}x) \quad (23)$$

Donde P_v y Q_v son las funciones de Legendre del primer y segundo tipo, de orden cero y grado v . Esta última está relacionada con la frecuencia circular de vibración del modo i , ω_i , mediante la siguiente expresión:

$$\omega^2 \tau^2 = v(v+1)(1 - \delta) \quad (24)$$

El parámetro v se puede encontrar al resolver la siguiente ecuación característica:

$$P_v(0) [\sqrt{1 - \delta} Q_v(\sqrt{1 - \delta}) - Q_{v+1}(\sqrt{1 - \delta})] - Q_v(0) [\sqrt{1 - \delta} P_v(\sqrt{1 - \delta}) - P_{v+1}(\sqrt{1 - \delta})] = 0 \quad (25)$$

8 EFECTOS DE LA REDUCCIÓN DE RIGIDEZ EN LAS CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DE VIGAS DE CORTE

Dado que se dispone de una solución cerrada, es posible efectuar un estudio sistemático de los efectos de la reducción de rigidez lateral a lo largo de la viga. La figura 3 muestra la variación de los periodos modales de vibración para vigas no uniformes, normalizados por los valores observados para la viga uniforme ($\delta=1.0$). Se muestra como las relaciones de periodo tienden a decrecer indicando como para vigas no uniformes, los periodos modales son más cercanos que en las vigas uniformes. Un patrón de reducción lineal en los periodos modales se observa hasta valores de $\delta=0.25$. A partir de este límite los efectos de la rigidez no uniforme se hacen mucho más significativos. Otra observación importante es el hecho que no hay diferencias apreciables entre los distintos modos; el alargamiento de los periodos es en términos generales el mismo para todos, siendo el factor determinante, δ ; Particularmente, para una viga con cero rigidez en su extremo, el alargamiento del periodo, al compararlo con una viga uniforme es sólo un 6% superior que el observado para el segundo modo. Para un valor de $\delta=0.25$ la diferencia es del 2%.

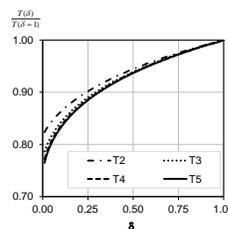
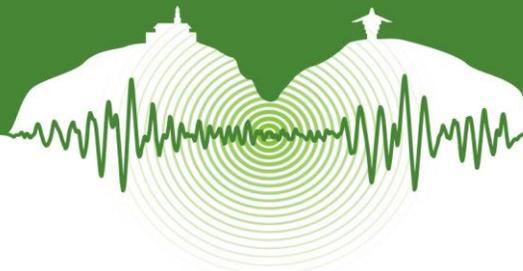


Figura 3: Efectos de la reducción de rigidez en los periodos Modales.



Debe hacerse énfasis que, si bien a primera vista los efectos de la reducción de rigidez pueden ser leves en los periodos de vibración modales, los efectos en la respuesta sísmica pueden ser significativos, particularmente en el caso de edificios con un bajo amortiguamiento o en edificios sujetos a movimientos del terreno con un contenido frecuencial relativamente discreto, para los cuales pequeños cambios en las frecuencias modales puedan dar origen a respuestas disímiles.

La Figura 4 muestra los efectos de la reducción de rigidez en el producto de formas modales normalizadas por su factor de participación modal, que corresponden a las ordenadas modales en la parte superior de la viga donde la aceleración de piso es más alta. Debe hacerse énfasis que, este producto es independiente de la forma como se normalizan los modos. La figura 4a muestra los valores del producto en la sección superior de la viga, la figura 4b reporta estos valores, normalizados por el observado para una viga uniforme. Para valores de $\delta=0.25$ los efectos son moderados, pero a partir de este nivel, crecen desproporcionalmente. Los modos superiores son más sensibles a la reducción de rigidez que el fundamental; por ejemplo, para el modo fundamental, el producto del MPF y el modo, en la ordenada superior de la viga es de 1.27 para la viga uniforme, y 1.5 para la viga con cero rigidez en el tope; un incremento del 16%. Sin embargo, para el segundo modo, se observan valores de -0.42 y -0.88 respectivamente, mientras para el tercer modo, los valores reportados para la viga uniforme y aquella con cero rigidez en el tope son 0.25 y 0.68, esté último 1.7 veces el primero. Los efectos a lo largo de la altura, siempre menores a la respuesta del último nivel, se observan principalmente en el tercio superior para modos distintos al fundamental. Una característica notable es el hecho que el modo fundamental eventualmente se vuelve lineal cuando la rigidez en la parte superior es efectivamente cero (Bielak, 1969).

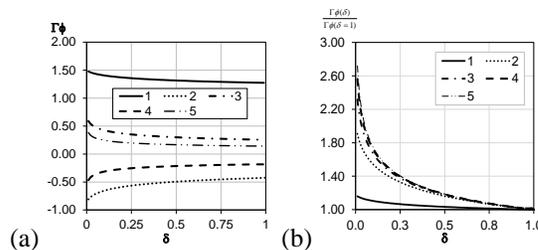


Figura 4: Efecto de la reducción de rigidez en el producto de factores de participación modal y ordenadas en el nivel superior del modelo de edificio.

La Figura 5 muestra el efecto de la reducción de rigidez en la derivada de los modos, normalizada por el MPF. Este parámetro es de interés dado que permite estimar las derivadas de piso, (Miranda & Akkar, 2006). En términos generales, los efectos de la reducción de rigidez son más agudos en las derivadas de los modos, que en los modos, lo cual permite afirmar que los cambios de rigidez son más críticos en las demandas de deriva que en las de aceleración. Particularmente, se nota que los efectos se vuelven muy notables para valores inferiores a $\delta=0.2$; observándose reducciones en la base de la viga, lo cual correspondería a los primeros niveles del edificio, y grandes incrementos en el tercio superior. En el tope, la derivada es cero, dada las condiciones de frontera establecidas. Este resultado es interesante, dado que puede describir patrones para el inicio de fluencia en marcos. La reducción de rigidez hace que las demandas de deriva se desplacen más allá de los primeros niveles, lo cual puede inducir fluencia en lugares inesperados.

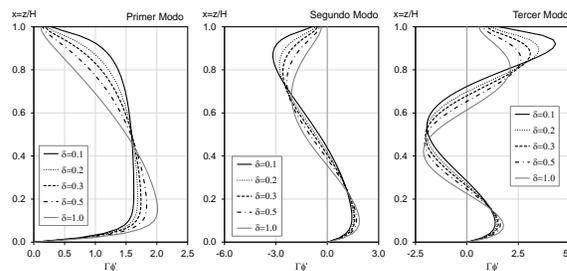
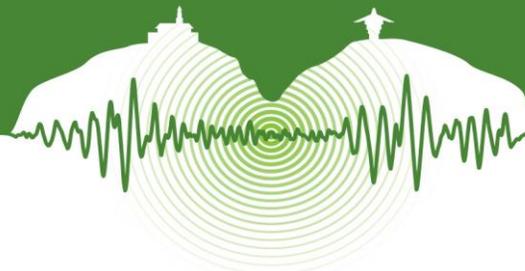


Figura 5: Efecto de la reducción de rigidez en la derivada de los modos.

9 CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO SAC 20

Con el objeto de investigar la utilidad del modelo propuesto para estudiar la respuesta de edificios, el caso de estudio de SAC 20 fue considerado; dado que su diseño estructural fue llevado a cabo por una firma reconocida en California, considerando las mejores especificaciones en su tiempo, y procedimientos aceptados extensivamente en la práctica profesional. Más allá, sus propiedades modales se encuentran disponibles (Othori et al., 2003). Se identificó el modelo de viga de corte con variación parabólica que reproduce de mejor manera las razones entre los periodos modales del edificio, encontrando un valor de $\delta = 0.34$. Para este pará-



metro, se observan las razones de periodo descritas en la El modelo de viga de corte identificado es algo más flexible que el edificio SAC. Ello puede explicarse por el hecho que las secciones de las vigas y columnas, no cambian de forma continua, se observan cambios discretos.

Una vez se identificó el sistema, se procedió a comparar la respuesta de ambos, el edificio SAC representado por un modelo estructural elaborado en SAP2000 ©, la Viga de Corte no uniforme identificada y una viga uniforme, sujetos a dos registros de movimiento fuerte del terreno: Cathedral College, causado por el sismo de Christchurch en 2010 y TCU 076 observado durante el evento de Chi-Chi en 1999. Claramente tendencias generales y el comportamiento global del edificio SAC 20 son estimados efectivamente por el modelo de viga de corte no uniforme. Las derivas de piso son algo sobreestimadas dado que valores puntuales de las derivadas están siendo considerados, en vez de la respuesta evaluada en cada piso. Tendencias en respuesta de aceleración de piso también son capturadas efectivamente. En cambio, el modelo uniforme hace un trabajo pobre, para aceleraciones de piso y demandas de deriva.

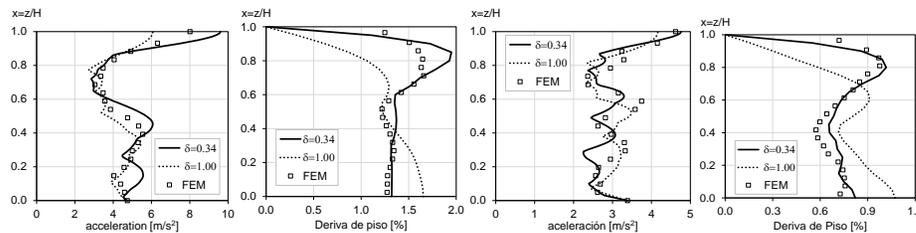


Figura 7: Aceleración pico y demandas de deriva del edificio SAC 20 comparado con la respuesta de su representación en vigas de corte, uniforme y no uniforme. Registro Cathedral College, Terremoto de Christchurch NZ, 2010 a la izquierda, registro TCU 076, Terremoto de Chi-Chi Taiwan a la derecha.

CONCLUSIONES

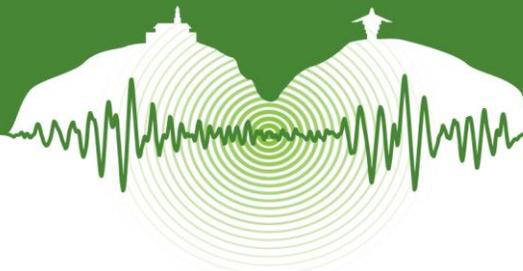
Un modelo simplificado, donde el movimiento del terreno y la respuesta estructural han sido sintetizados considerando sólo siete parámetros, ha sido propuesto. El movimiento del terreno se representa como la suma de tres armónicos (seno) mientras la respuesta del edificio se estudia por medio de una viga de corte acoplada con una de flexión. De esta manera la respuesta de sistemas de múltiple grados de libertad se puede encontrar mediante expresiones cerradas. Este nuevo modelo representa exitosamente tendencias en demanda de deriva y aceleraciones de piso, mostrándose superior a análisis basados en sistemas de un grado de libertad; ya que involucra modos adicionales al fundamental.

Luego se investigaron los efectos de cambios de rigidez en altura de edificios, mediante el análisis de un modelo simplificado, conformado por una viga de corte en voladizo con masa uniforme y variación de rigidez parabólica a lo largo de la altura, patrón de variación de rigidez que puede esperarse en edificios diseñados considerando acciones sísmicas. Para ello se encontró una solución cerrada para los modos y frecuencias vibración en términos de funciones de Legendre del primer y segundo tipo. Los efectos de la reducción de rigidez fueron estudiados en los cinco primeros modos de vibración. Efectos en periodos fundamentales, razones de periodo, factores de participación modal, modos y derivadas de modos fueron detalladamente investigados. En general se encontró que estos efectos son moderados cuando la rigidez en el extremo superior de la viga es superior al 30%, pero se vuelven importantes para reducciones superiores a este umbral. Cambios en las ordenadas modales en el extremo superior de la viga pueden ser superiores al 20%, para el primer modo. Para modos superiores, incrementos del 100 y el 175% se pueden observar. Los efectos de la reducción de rigidez en altura son particularmente críticos para las derivadas de los modos, la cual juega un papel clave en la estimación de derivas de piso. Las soluciones obtenidas para la viga de corte no uniforme propuesta en este estudio fueron empleadas para estimar la respuesta sísmica del edificio SAC-20 obteniendo resultados interesantes. Respuesta modal hasta el tercer modo fue estimada, obteniendo un ajuste superior al 95%, en cambio, el modelo uniforme, debido a su falta de flexibilidad, presenta diferencias del 25%. Similarmente, el modelo no-uniforme se desempeña mucho mejor que el uniforme para la estimación de derivas de piso pico y aceleraciones de piso, las cuales están directamente relacionadas con el potencial de pérdida económica debido a eventos sísmicos.

De esta forma se muestra el potencial de las soluciones cerradas en Ingeniería Sísmica. Debido a su sencillez y eficiencia son útiles para un rango grande de actividades; seleccionar casos críticos que requieran intervención, análisis de riesgo sísmico considerando pérdidas por daño en elementos no estructurales, calibración de modelos complejos, elaboración de escenarios de daño en minutos, después de un evento sísmico, sirviendo de guía para el personal de atención de emergencias.

AGRADECIMIENTOS

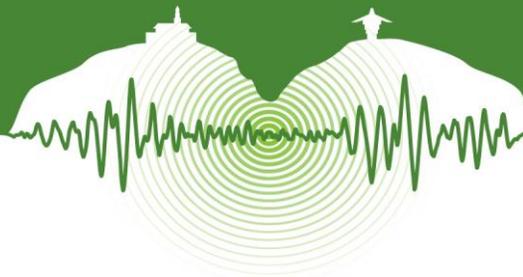
Este proyecto fue desarrollado durante los estudios doctorales del primer autor en ROSE SCHOOL (The earthquake engineering and Engineering Seismology programme of the graduate school in managing and understanding extremes) parte de IUSS (Istituto



Universitario di Studi Superiori di Pavía) de Pavía, Italia. El soporte monetario para esta iniciativa fue dado por la República Italiana mediante una beca de Dottorato di Ricerca otorgada al primer autor.

REFERENCIAS

- Alimoradi, A., Miranda, E., Taghavi, S., and Naeim, F. 2006. Evolutionary modal identification utilizing coupled shear-flexural response-implications for multistory buildings. *The structural design of tall and special buildings*, Vol 15, pp. 51-65.
- Alonso A., Miranda E., 2014. Evaluation of serviceability states in multi-story buildings subjected to pulse-like earthquake ground motions. *10th National U.S Conference on earthquake engineering*. N° 1204. Anchorage, Alaska. USA.
- Alonso, A., Miranda, E. 2014. Seismic response of buildings with non-uniform stiffness modeled as cantilevered shear beams. *10th National U.S Conference on earthquake engineering*. N° 1204. Anchorage, Alaska. USA.
- Aki, K. 1968. Seismic displacement near a fault. *Journal of geophysical research*, Vol 73, N° 16, pp. 5359-5376.
- Bray, J. and Rodriguez-Marek, A. 2004. A characterization of forward-directivity ground motions in the near-fault region. *Soil dynamics and earthquake engineering*, Vol 24, No. 11 pp 865-893.
- Boore, D. and Zobak, M. 1974. Near-field motions from kinematic models of propagating faults. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol 64, N° 2, pp 321-342.
- Cuesta, I. and Ascheim, M. 2004. The uses of simple pulses to estimate inelastic response spectra. *Journal of earthquake engineering*, Vol 8, N° 6, pp. 865-893.
- Chopra, A. and Chintanapakee, C. 2001. Drift spectrum vs modal analysis of structural response to near-fault ground motions. *Earthquake Spectra*, Vol 17, N° 2, pp. 221-234.
- Haskell, N. 1969. Elastic displacements in the near-field of a propagating fault. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol, 59, N° 2, pp. 865-908.
- Housner, G. and Hudson, E. 1958. The port Huneme Earthquake of March 18, 1957. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol 48, N° 2, pp. 163-168.
- Iwan, W. 1997. Drift spectrum: measure of demands for earthquake ground motions. *Journal of structural engineering ASCE*, Vol 123, N° 4, pp. 397-404.
- Makris, N. and Chang, S. 2000. Response of damped oscillators to cycloidal pulses. *Journal of engineering mechanics ASCE*, Vol 126, N° 2, pp. 123-131.
- Mahin, S., Bertero, V., Chopra, A., and Collins, R. 1976. *Response of the Olive View hospital main building during the San Fernando Earthquake*. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley. Report No UBC/EERC 76-02.
- Mavroeidis, G. and Papageorgiou, A. 2003. A Mathematical representation of near-fault ground motions. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol 93, N° 3, pp. 1099-1131.
- Mavroeidis, G., Papageorgiou, A., and Dong, G. 2004. Near-fault ground motions, and the response of inelastic and elastic single degree of freedom SDOF systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol 33, N° 9, pp. 1023-1049.
- Miranda, E. 1999. Approximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings. *Journal of structural engineering ASCE*, Vol 125, N° 4, pp. 417-425
- Miranda, E. and Reyes, C. 2002. Approximate lateral drift demands in multistory buildings with non-uniform stiffness. *Journal of structural engineering ASCE*, Vol 128 No.7 pp. 840-849.
- Miranda, E. and Taghavi, S. 2005. Approximate acceleration demands in multistory buildings. I: formulation. *Journal of structural engineering ASCE*, Vol 131, N° 2, pp. 203-211.
- Miranda, E. and Akkar, S. 2006. Generalized interstory drift spectrum. *Journal of structural engineering ASCE*, Vol 136, N° 6, pp. 840-856.
- Mylonakis, G. and Voyagaki, E. 2006. Yielding oscillator subjected to waveforms: numerical analysis & closed-form solutions. *Earthquake engineering and structural dynamics*, Vol 35, N° 12, pp. 1949-1974.
- Ohtori, Y., Christenson, R., Spencer, B., and Dyke, S. 2004. Benchmark control problems for seismically excited non-linear buildings. *Journal of engineering mechanics, ASCE*, Vol 130, N° 4, pp. 366-387.
- Osawa, Y. 1965. Response analysis of tall buildings to strong earthquake motions. Part 1: Linear response of Core-Wall Buildings. *Bulletin of the earthquake research institute university of Tokyo*, Vol 43, pp. 803-817.
- Rosenblueth, E. and Newmark, N. 1971. *Fundamentals of earthquake Engineering*. Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ. USA.



Efecto de la carga viva en el diseño sísmico de estructuras de almacenamiento de un piso

Effect of live load on the seismic design of single-story storage structures

J. Nicolás Villamizar-González^{1*}, Juan C. Reyes², Luis Ardila-Bothia³, Oscar A. Ardila-Giraldo⁴ y J. Paul Smith-Pardo⁵

¹ Asistente Graduado, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia

² Profesor Asociado, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia

³ Asistente Graduado, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, Canada

⁴ Ingeniero Civil Especialista, Ingetec, Bogotá, Colombia

⁵ ProfesorAsistente, Department of Civil and Environmental Engineering, Seattle University, Seattle, USA

RESUMEN

El estudio de la interacción entre una estructura sometida a excitación en su base y los objetos que soporta es relevante para el diseño sísmico de estructuras de almacenamiento tales como depósitos industriales y patios de contenedores en muelles apoyados sobre pilotes. En estos últimos, por ejemplo, la carga viva corresponde a contenedores apilados de permanencia frecuente cuyo peso puede ser dos o más veces el peso de la estructura misma. Ante un evento sísmico, los objetos correspondientes a la carga viva pueden deslizarse y/o tambalear, afectando la respuesta sísmica de la estructura de soporte. Debido a que estos movimientos relativos disipan energía por fricción y/o impacto, solamente una porción de la carga viva efectivamente contribuye a las fuerzas inerciales actuantes sobre la estructura. Este estudio presenta resultados de modelos experimentales y numéricos que describen el comportamiento sísmico de una estructura de un piso, modelada como un sistema de un grado-de-libertad (GDL), la cual soporta un bloque con la posibilidad de tambalear y/o deslizarse. Se evaluaron dos niveles de amenaza sísmica: operacional y extrema. Se encontró que el tambaleo genera una disipación de energía mayor que la asociada al deslizamiento del bloque. Consecuentemente, la porción de carga viva como masa sísmica es menor cuando se presenta tambaleo que cuando ocurre deslizamiento. El modelo numérico que considera deslizamiento del bloque se incorporó en una metodología estadística para determinar la porción de carga viva que debe ser considerada como masa sísmica en el diseño de estructuras de almacenamiento de un piso. Considerando un rango práctico de períodos estructurales T , coeficientes de fricción μ , relaciones de masa entre el bloque y la estructura α , y coeficientes de modificación de respuesta R , se realizó un estudio paramétrico que requirió 2240 permutaciones. Se encontró que la porción de carga viva como masa sísmica aumenta significativamente con T , μ y R . Sin embargo, la variable más relevante que también se relaciona con la masa sísmica del bloque es la máxima aceleración absoluta de piso A_{max} de la estructura sola. Si A_{max} es baja, el bloque tiende a comportarse como si estuviera rígidamente conectado a la estructura, y por lo tanto toda la carga viva se debería tener en cuenta como inercia en el diseño sísmico de la estructura; éste es el caso de estructuras sometidas a niveles sísmicos de servicio, o diseñadas para valores de R mayores a 3. Por último, se propone una ecuación de diseño para estimar el porcentaje de carga viva que debe ser tenida en cuenta en el diseño sísmico de estructuras de almacenamiento de un piso.

Palabras clave: Interacción bloque rígido-estructura, carga viva como inercia, masa sísmica, estructura de almacenamiento.

ABSTRACT

Studying the interaction between a structure subjected to base excitation and the objects that it supports is relevant to the seismic design of storage facilities like industrial warehouses and pile supported container yards. For such structures, live load corresponds to heavy and nearly permanent container stacks that can exceed the self-weight of the structure by a factor of two or more. In the event of an earthquake, objects may slide/rock and this dynamic action affects the way in which the supporting structure responds to the ground motion. Because such movement is accompanied by energy dissipation associated to friction and/or impact, only a portion of the live load effectively contributes to the inertial forces acting on the structure. This study presents results from experimental and numerical models that describe the seismic behavior of a single-degree-of-freedom (SDF) structure supporting a block with the possibility to rock/slide. Two seismic hazard levels consistent with service and extreme conditions were consid-

* jn.villamizar1341@uniandes.edu.co



ered. It was found that rocking induces higher energy dissipation as compared to sliding of the block; Consistently, the portion of live load that effectively contributes to inertia forces on the structure is smaller for rocking as compared to sliding. A numerical model for sliding was incorporated in a statistical methodology to quantify the portion of the live load that should be considered as seismic mass in the design of one-story storage structures. Practical ranges of values of periods T , friction coefficients μ , block-to-structure mass ratios α , and response modification factors R were included in a parametric study which led to 2240 permutations. It was found that the portion of live load that should be included as seismic mass increases with T , μ , and R . However, the most relevant variable that correlates with the seismic mass of the block is the absolute maximum floor acceleration A_{max} experienced by the SDF platform alone. If A_{max} is low, the block may behave as rigidly attached to the structure, so the entire live load should be included as inertia in the seismic design of the structure; this may be the case of structures subjected to service level ground motions or designed for R values larger than 3. Finally, a design expression is proposed to estimate the portion of the live load to be included in the seismic design of one-story storage structures.

Keywords: Structure-rigid block interaction; live load as inertia; seismic mass; storage structures

1 INTRODUCCIÓN

Los códigos actuales de sismo-resistencia contienen guías de diseño para determinar la porción de carga viva que debe ser incluida como masa sísmica en el diseño de estructuras. La NSR-10 (2010) y la ASCE/SEI 7-10 (2010) establecen un porcentaje máximo del 25% de la carga viva para estructuras de almacenamiento mientras que para otros códigos este porcentaje es menor. Por ejemplo, guías de diseño sísmico de estructuras portuarias (POLB, 2012) requieren considerar un 10% de la carga viva. Tales provisiones de diseño son convencionalmente aceptadas sin cuestionamientos para edificios y estructuras donde la carga viva es transitoria y relativamente baja. Sin embargo, para estructuras de almacenamiento tales como depósitos industriales y patios de contenedores soportados sobre pilotes, la carga viva puede estar presente durante períodos extendidos de tiempo y exceder el peso propio de la estructura por un factor de dos o incluso más. Por lo tanto, la masa sísmica efectiva depende de la energía disipada por el impacto y/o el deslizamiento de los objetos soportados por la estructura durante un sismo. De esta forma, si la aceleración de piso no es lo suficientemente alta para excitar los objetos soportados, la carga viva se comporta como si estuviese rígidamente conectada a la estructura. Se concluye entonces que contrariamente a lo establecido en los códigos de diseño, el efecto de la carga viva en el diseño sísmico de estructuras de almacenamiento depende de las propiedades dinámicas de la estructura, las condiciones de apoyo entre los objetos y el piso, y la intensidad del terremoto.

Análisis sobre la respuesta dinámica de bloque rígidos excitados en su base, incluyendo deslizamiento, tambaleo y vuelo-libre, han sido motivo de investigación durante muchos años. Shenton (1996) demostró que la transición entre los modos de iniciación de la respuesta del bloque a excitación en su base, depende del coeficiente de fricción en la interfaz de contacto μ , la relación de aspecto del bloque B/H (relación entre su base y altura), y la aceleración máxima del terreno A_g (donde g denota la gravedad). El autor encontró que para valores de $(A_g) > \mu$, bloques con una relación de aspecto $B/H > \mu$ tienden a deslizarse, mientras que bloques con $B/H < \mu$ tienden a tambalear. Usando condiciones simples de equilibrio dinámico, el autor demostró que el bloque permanece en reposo -tal como si estuviera rígidamente conectado a la estructura- cuando $A_g < \mu$ y $A_g < B/H$ simultáneamente. Basados en esta simple observación, Smith-Pardo y Ospina (2013) sugirieron la definición de un umbral de aceleración para evaluar la respuesta lineal espectral de patios de contenedores apoyados sobre pilotes. De acuerdo con este criterio, si la demanda de aceleración del sistema estructura-contenedor es menor que el umbral de aceleración (Figura 1), los contenedores se comportan rígidamente conectados a la estructura. De forma contraria, para valores mayores al umbral de aceleración, el análisis lineal de respuesta espectral no sería válido ya que los contenedores tenderían a deslizarse/tambalear con respecto a la plataforma de soporte.

Se han desarrollado pocos estudios con el fin de evaluar la influencia de la carga viva en la respuesta sísmica de estructuras. Wibowo et al. (2013) muestran que la presencia de automóviles en puentes de concreto puede incluso aliviar la demanda sísmica de la estructura y por lo tanto recomiendan usar un 10% de la carga viva como inercia para diseño. Chandrasekaran y Saini (1969) usaron integración numérica para resolver las ecuaciones de movimiento de un sistema de un grado de libertad que soporta un bloque con la posibilidad de deslizarse. En este estudio, los autores caracterizaron el efecto de la carga viva usando la relación de la demanda de deriva de la estructura con bloque deslizante y la deriva calculada con el bloque rígidamente conectado a la estructura. Debido a que los resultados de los análisis correspondían únicamente a dos registros sísmicos específicos, los resultados reportados carecen de generalidad y relevancia estadística.

Considerando los estudios previamente señalados, se observa que la determinación de un porcentaje fijo de la carga viva como masa sísmica carece de un fundamento físico robusto. En respuesta a la limitada investigación con respecto al comportamiento sísmico de estructuras que soportan bloques rígidos y su relevancia al diseño sísmico de estructuras de almacenamiento, Smith-Pardo et al. (2014) presentaron un modelo numérico que describe el comportamiento sísmico de una estructura de un grado de libertad soportando un bloque rígido con la posibilidad de deslizarse.

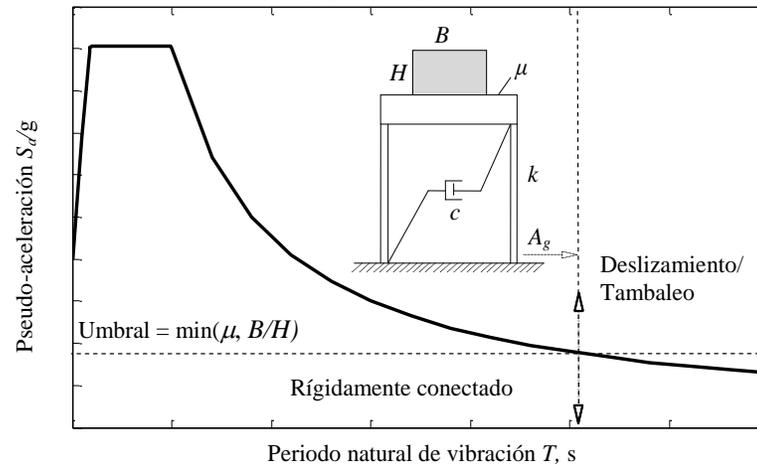
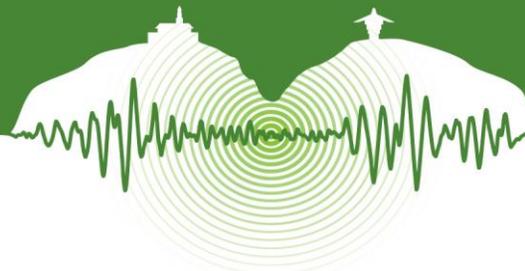


Figura 1: Umbral de aceleración para determinar si el bloque está rígidamente conectado a la estructura de soporte (Smith-Pardo & Ospina, 2013).

Basados en un estudio paramétrico extenso, los autores propusieron una ecuación de diseño la cual estima el porcentaje de carga viva como masa sísmica para el diseño de estructuras de almacenamiento de un piso. Reyes et al. (2014) reportaron resultados de 154 ensayos de laboratorio sobre la respuesta sísmica de un modelo a escala 1:15 de una estructura de un grado de libertad que soporta un bloque rígido con la posibilidad de deslizarse/tambalear. Los resultados experimentales de esta investigación permitieron calcular el porcentaje de la carga viva—representada por el bloque rígido— que influye en la respuesta sísmica de una estructura de plataforma de un piso. El presente artículo resume los resultados más importantes de las anteriores investigaciones desarrolladas por los autores.

2 REGISTROS SELECCIONADOS

Este estudio fue motivado por un proyecto de uno de los autores el cual involucraba el diseño sísmico de un patio de contenedores apoyado sobre pilotes localizado en una zona de amenaza sísmica moderada. El diseño de estructuras marítimas de almacenamiento en Estado Unidos requiere evaluar el comportamiento sísmico bajo dos niveles de amenaza: a) operativo (OLE, del inglés Operational Level Earthquake), asociado a eventos con un periodo de retorno de 72 años; y b) contingencia (CLE, del inglés Contingency Level Earthquake), correspondiente a eventos con un periodo de retorno de 475 años.

La Tabla 1 presenta los registros sísmicos seleccionados para los niveles de amenaza incluyendo magnitudes de momento (M_w) y distancia a la falla (D). Estos registros provienen del estudio de vulnerabilidad sísmica para el puerto de Long Beach (Earth Mechanics, 2006) en California. Las componentes normal a la falla (NF) y paralela a la falla (PF) de los registros se modificaron para que fueran compatibles con el espectro de amenaza uniforme del lugar (UHS, del inglés Uniform Hazard Spectrum), sin embargo sólo las componentes NF fueron consideradas en este estudio. El procedimiento de escalamiento se realizó de acuerdo al método de la ASCE/SEI 7-10 usando un procedimiento propuesto por Reyes y Chopra (2012).

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Descripción del modelo y montaje

El programa experimental se desarrolló usando un modelo a escala 1:15 que representa la idealización de un patio de contenedores sobre pilotes, como se muestra en la Figura 2. Este programa se llevó a cabo en el laboratorio de Ingeniería Civil de la Universidad de los Andes. El sistema estudiado consiste en una estructura de un grado-de-libertad (GDL), la cual soporta un bloque rígido que representa la carga viva (Figura 2a). El modelo experimental consiste en una plataforma soportada por cuatro columnas tubulares de acero (con un esfuerzo de fluencia promedio medido de $F_y = 348$ MPa) de 42 mm de diámetro externo y 2.5 mm de espesor. Cada columna se soldó a una placa base de 12.5 mm de espesor, la cual fue apernada a la mesa vibratoria. La superestructura está conformada por una placa apoyada en siete vigas tubulares de acero de 50 mm x 50 mm x 3 mm de espesor. La placa es de un mortero especial con alta resistencia a tensión ($f'_c = 35$ MPa promedio y módulo de elasticidad $E_c = 2.0 \times 10^5$ MPa) y con dimensiones 1000 mm x 1000 mm x 15 mm de espesor (Figuras 2b y 2c). Dos arriostramientos en V-invertida fueron usados para limitar el desplazamiento del espécimen perpendicular a la dirección de excitación (Figura 2c).

El presente artículo hace parte de las memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica organizado por la Universidad de los Andes y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, Mayo de 2015.



Tabla 1: Registros sísmicos seleccionados

	No.	Nombre del registro	Estación	M_w	D (km)
OLE	1	1989 Loma Prieta	Saratoga-aloha Ave.	6.9	13.0
	2	1987 Superstition Hill	Wildlife Liquefaction Array	6.3	24.7
	3	1987 Whittier	Northridge-Saticoy St.	6.0	39.8
	4	1979 Imperial Valley	EC CO Center FF	6.5	7.6
	5	1979 Imperial Valley	Calexico Fire Station	6.5	10.6
	6	1992 Erzikan	Erzikan	6.9	2.0
	7	1994 Northridge	Century City, LACC	6.7	25.7
CLE	1	1999 Hector Mine	Hector	7.1	12.0
	2	1989 Loma Prieta	Gilroy 03	6.9	13.0
	3	1979 Imperial Valley	Brawley	6.5	10.0
	4	1999 Duzce	Lamont 1059	7.1	4.0
	5	1992 Erzikan	Erzikan	6.7	4.0
	6	1940 Imperial Valley	El Centro	7.0	6.0
	7	1995 Kobe	Kobe University	6.9	1.0

Cada arriostramiento consiste de dos elementos tubulares de acero de 20.5 mm de diámetro externo y 1.5 mm de espesor apunados a la base de las columnas y al centro de la luz de las vigas perimetrales de la placa. Las propiedades dinámicas del espécimen fueron medidas mediante ensayos de vibración libre y los resultados de interés se presentan en la Tabla 2. Para los ensayos de respuesta sísmica se utilizó una mesa vibratoria con una capacidad de desplazamiento de ± 70 mm para aplicar los sismos correspondientes a los niveles de amenaza presentados en el capítulo 2. El intervalo del tiempo de los registros fue modificado por un factor de $1/\sqrt{15}$ para satisfacer los requerimientos de similitud. La carga viva fue representada usando bloques rígidos construidos con 26 placas removibles de acero y madera, con dimensiones en planta de 410 mm x 160 mm y 20 mm de espesor. El número de placas de cada material se varió para generar cinco diferentes relaciones de masa entre el bloque y la estructura $\alpha = m_b/m_p$ para una misma altura de bloque $H = 500$ mm. La placa inferior del bloque, en contacto con la superficie de concreto, es de acero para todos los casos. Los coeficientes de fricción estático y dinámico se obtuvieron experimentalmente, las medianas de diez ensayos fueron $\mu_s = 0.42$ y $\mu_k = 0.31$, respectivamente. Estos valores son consistentes con valores típicos de coeficientes de fricción entre superficies de acero y concreto.

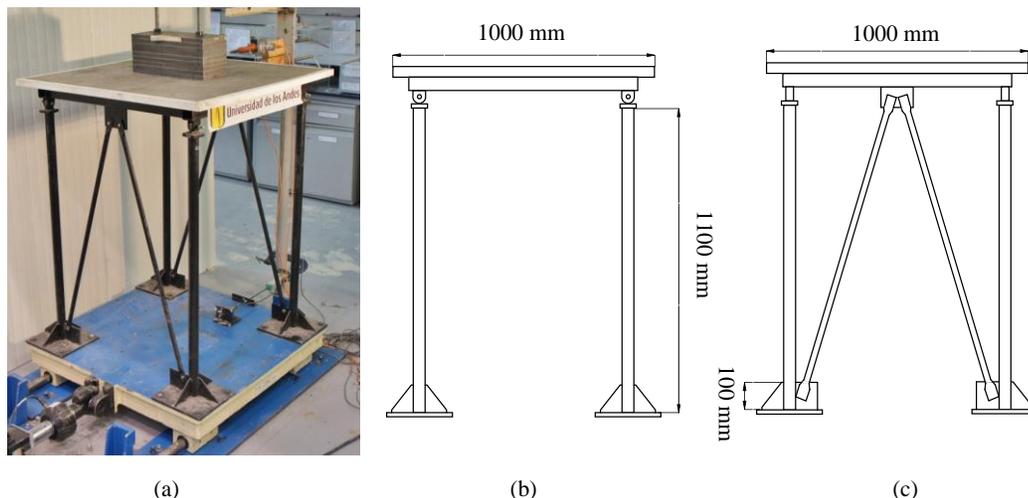


Figura 2: Modelo experimental a escala 1:15.



Tabla 2. Propiedades del modelo experimental (mediana de valores medidos)

Propiedad	Modelo Experimental
Periodo estructural T	0.21 s
Relación de amortiguamiento ξ	1.4 %
Masa de la plataforma m_p	63 kg

Adicionalmente, se consideraron dos orientaciones del bloque, relativo a la dirección de excitación, tal como se muestra en la Figura 3. Cuando el bloque fue orientado con la dimensión en planta más larga, paralela a la excitación, la relación de aspecto es $B/H = 410 \text{ mm}/500 \text{ mm} = 0.82$. En este caso $B/H > \mu_s = 0.42$ y entonces el movimiento predominante del bloque es deslizamiento. La segunda orientación, tiene una relación de aspecto $B/H = 160 \text{ mm}/500 \text{ mm} = 0.32$, la cual es menor que μ_s y por lo tanto su modo de iniciación es de tambaleo. La combinación de las dos relaciones de aspecto B/H con las cinco relaciones de masa α y los siete registros sísmicos de cada nivel de amenaza, condujeron a un total de 154 ensayos. Durante los ensayos se midieron las historias de aceleración y desplazamiento de la mesa y la plataforma, así como también las historias de desplazamientos de la parte superior e inferior del bloque. En todos los casos el modelo experimental permaneció dentro del rango de respuesta lineal. Reyes et al. (2014) presenta información adicional del montaje y los ensayos realizados.

3.2 Resultados experimentales

Ejemplos de los registros de deriva y de aceleración de la plataforma medidas en los ensayos se pueden encontrar en Reyes et al. (2014) y Ardila-Bothia (2014). De estos datos se consideró a la deriva de la plataforma como parámetro principal para cuantificar el efecto del bloque sobre la respuesta dinámica del modelo estructural. La Figura 4 presenta las derivas máximas del programa experimental en función de la relación de masa (α) para las dos relaciones de aspecto asociadas al deslizamiento ($B/H=0.82$) y tambaleo ($B/H=0.32$) para los registros de servicio (Figura 4a) y contingencia (Figura 4b). Estas figuras muestran la tendencia que sigue la deriva de la plataforma y la dispersión asociada a los siete registros sísmicos correspondientes a cada nivel de amenaza. Para cada relación de masa se presenta un diagrama de caja donde el marcador intermedio en forma de cuadrado representa la mediana, y las líneas horizontales representan el primer y tercer cuartil.

Los resultados obtenidos muestran que para ambos niveles de amenaza, la demanda de deriva de la plataforma para los ensayos con deslizamiento predominante del bloque es mayor en comparación a la demanda de deriva para los ensayos con tambaleo. Este resultado indica que se presenta una mayor disipación de energía para bloques esbeltos (tambaleo) y por ende un aporte de carga viva como masa sísmica menor. Esto implica que para propósitos de diseño resulta conservador estimar la porción de carga viva basándose en modelos (físicos o numéricos) con bloques que sólo tengan la posibilidad de deslizarse. Se observa también de la Figura 4 que la demanda de deriva de la plataforma aumenta con la relación de masa α ; esto puede explicarse por el hecho que al incrementar el peso del bloque, aumenta el periodo fundamental del sistema estructura-bloque. En consecuencia, a medida que aumenta la masa del bloque, aumenta el aporte de carga viva como masa sísmica de éste a la estructura.

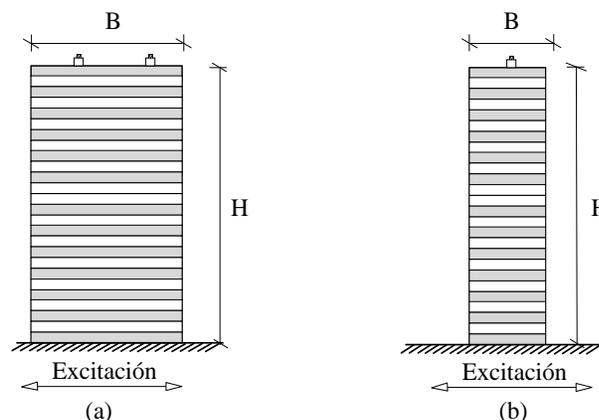


Figura 3: Disposición de los bloques para simular el modo de iniciación por: (a) deslizamiento ($B/H=0.82$) y (b) tambaleo ($B/H=0.32$).

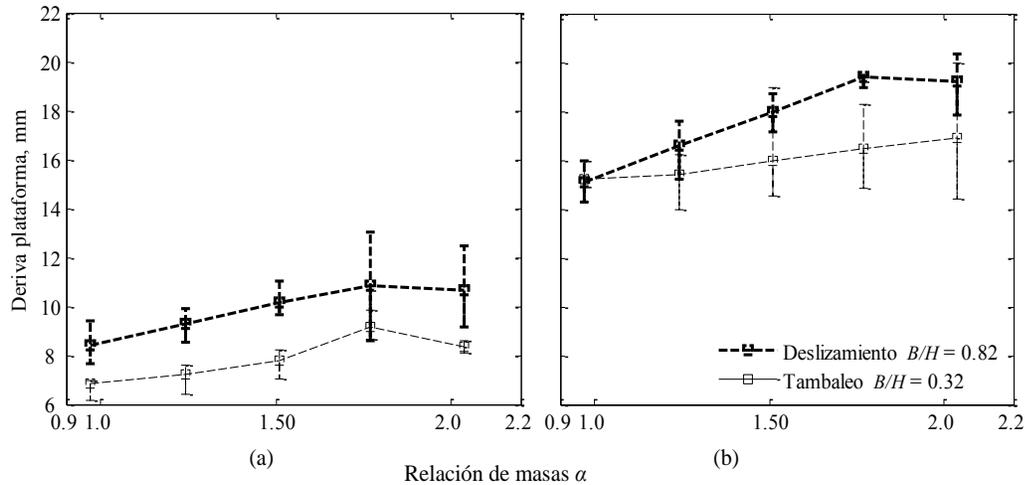
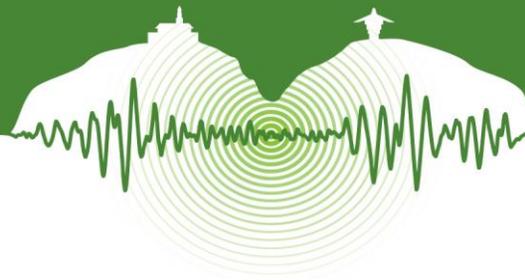


Figura 4: Derivas máximas de la plataforma para los niveles de sismicidad (a) operacional OLE y (b) de contingencia CLE.

4 MODELACIÓN NUMÉRICA

Se consideró el comportamiento sísmico de una estructura de un piso, idealizada como un sistema de un grado de libertad, que soporta un bloque rígido con la posibilidad de tambalear y/o deslizarse. El modelo numérico de una estructura soportando un bloque con la posibilidad de tambaleo se realizó usando el método de elementos finitos en ANSYS®, esto con el fin de confirmar que las estructuras con bloques deslizantes presentan condiciones más críticas que aquellas en las cuales el bloque presenta tambaleo. Detalles de tal modelo se encuentran en Ardila-Bothia (2014). El modelo numérico para caracterizar el problema de una estructura soportando un bloque con la posibilidad de deslizamiento únicamente, se describe a continuación.

La estructura de un piso fue idealizada como un sistema trilineal de un grado de libertad con masa m_p , rigidez lateral k , amortiguamiento viscoso c y capacidad nominal de fluencia V_y , tal como se muestra en la Figura 5a. Definiendo u_p , u_b y v_p , v_b como los desplazamientos y velocidades de la plataforma y el bloque con respecto a la base, las ecuaciones de equilibrio dinámico del sistema son (el punto encima de una variable, representa su derivada con respecto al tiempo):

$$\begin{aligned} m_b(\dot{v}_b + A_g) + f_x &= 0 \\ m_p(\dot{v}_p + A_g) + cv_p + f_s - f_x &= 0 \end{aligned} \quad (1)$$

donde f_x es la fuerza de fricción:

$$f_x = \begin{cases} -m_b(\dot{v}_p + A_g) & \text{si } (\dot{v}_p + A_g) < \mu_s g \text{ y } |v_b - v_p| = 0 \\ \mu_k m_b g \text{ sign}(v_b - v_p) & \text{si } (\dot{v}_p + A_g) \geq \mu_s g \text{ y } |v_b - v_p| \neq 0 \end{cases} \quad (2)$$

y f_s es la fuerza de restitución de la plataforma que obedece a la relación trilineal mostrada en la Figura 5c. La capacidad real de fluencia de la estructura está dada por ΩV_y , donde Ω es el coeficiente de sobrerresistencia y $V_y = C_y m_p g$, donde C_y es el coeficiente de cortante basal. Para propósitos de diseño $C_y = S_a/R$, donde S_a es la pseudo-aceleración espectral y R es el coeficiente de modificación de respuesta.

Las ecuaciones 1 y 2 se escribieron como un sistema de ecuaciones diferenciales de primer orden, y se resolvieron usando el método numérico de Runge-Kutta de cuarto orden, en términos del periodo fundamental $T = 2\pi\sqrt{m_p/k}$, la relación de amortiguamiento $\xi = c/(2\sqrt{km_p})$ y la relación de masa del bloque con la plataforma α . Pevio al estudio paramétrico descrito en la sección 5.2, el modelo con bloque deslizante fue comparado con los resultados experimentales tal como se muestra en la Figura 6 para un registro CLE y $\alpha = 1.24$.

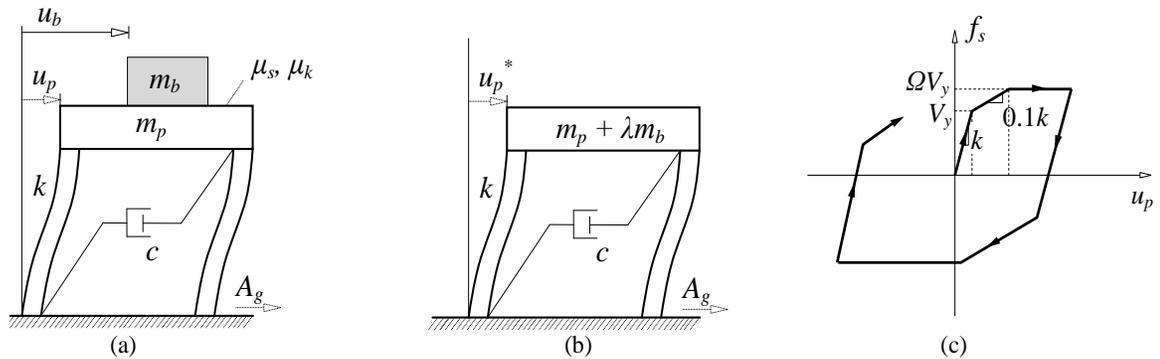
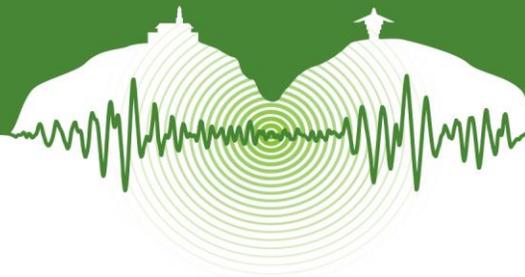


Figura 5: (a) Estructura real: plataforma de soporte y bloque rígido, (b) estructura equivalente de un GDL, y (c) modelo trilineal para la relación fuerza-desplazamiento de la estructura.

5 PORCENTAJE DE CARGA VIVA COMO MASA SÍSMICA

Con el fin de calcular el porcentaje de carga viva como masa sísmica, se desarrolló una metodología basada en la equivalencia entre dos sistemas. El primer sistema se define como la “estructura real” (Figura 5a), y consiste de un sistema de un GDL que soporta un bloque rígido con la posibilidad de deslizarse. El segundo sistema se define como “estructura equivalente” (Figura 5b), tiene una masa mayor que la estructura real pero no soporta ningún bloque rígido. Los dos sistemas tienen la misma rigidez lateral k , constante de amortiguamiento c , y capacidad de fluencia V_y , sin embargo la estructura equivalente tiene una masa igual a $(1 + \alpha\lambda)$ veces la masa de la plataforma m_p , siendo λ el coeficiente (entre 0 y 1) que define la porción de masa del bloque que es efectiva.

La Tabla 3 presenta las relaciones de equivalencia entre los dos sistemas, aquí λ es el valor para el cual el promedio de las demandas de derivas máximas son iguales, es decir $\bar{u}_p = \bar{u}_p^*$ en la **Error! No se encuentra el origen de la referencia.5**. Es importante mencionar que el deslizamiento del bloque rígido y la inelasticidad de la estructura hacen que el cálculo de λ sea altamente no-lineal, por lo cual el algoritmo de solución es iterativo, tal como se explica en la siguiente sección.

5.1 Algoritmo para determinar la porción de carga viva como masa sísmica

1. Calcule el espectro promedio $\bar{S}_a(T)$ para una relación de amortiguamiento del 5%, de un grupo de siete registros sísmicos escalados, para varios valores de períodos estructurales T .

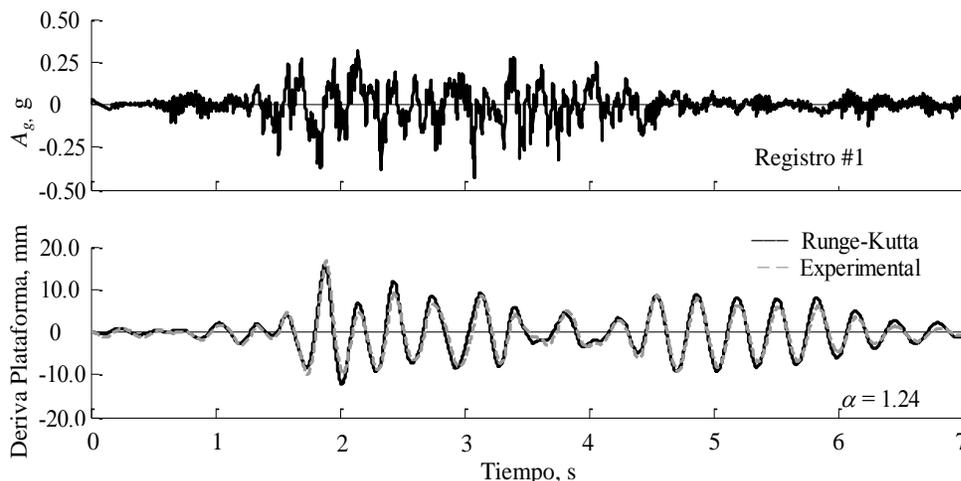


Figura 6: Registros de deriva de la plataforma experimental y numérica para el registro #1 del nivel de amenaza CLE ($\alpha = 1.24$).



Tabla 3: Propiedades de la estructura real y equivalente

Propiedad	Estructuras	
	Real (Figura 5a)	Equivalente (Figura 5b)
Masa de la plataforma	m_p	$m_\lambda = m_p + \lambda m_b$
Periodo fundamental	T	$T_\lambda = T\sqrt{1 + \alpha\lambda}$
Razón de amortiguamiento	$\xi_\lambda = 0.05\sqrt{1 + \alpha\lambda}$	0.05
Coefficiente de cortante basal	$C_{y\lambda} = C_y(1 + \alpha\lambda)$	C_y

2. Calcule la aceleración máxima de la plataforma $A_{\lambda 1}$ para los siete registros sísmicos escalados usando la estructura equivalente (Figura 5b) con $\lambda = 1.0$. Si $A_{\lambda 1}/g < \mu$ para todos los registros considerados, entonces la fuerza inercial del bloque es insuficiente para sobrepasar el coeficiente de fricción de la interfaz de contacto, y por lo tanto $\lambda = 1.0$. De lo contrario, el bloque se desliza y los pasos 3) al 7) presentados a continuación deben ser implementados para calcular el valor de λ .
3. Seleccione valores de ensayo de la porción de carga viva como inercia en un intervalo de cero a uno, esto es: $\lambda_i = 0, \dots, 1.0$.
4. Para los valores seleccionados de λ_i , calcule el periodo de la estructura equivalente $T_{\lambda i} = T\sqrt{1 + \alpha\lambda_i}$ y el coeficiente de cortante basal de diseño equivalente $C_{y i} = \bar{S}_a(T_{\lambda i})/R$.
5. Calcule el promedio de las derivas máximas de la plataforma $(\bar{u}_p^*)_i$ para la estructura equivalente (con periodo $T_{\lambda i}$, y coeficiente de cortante basal $C_{y i}$) sometida a los siete registros sísmicos escalados. Este cálculo se debe repetir para cada uno de los valores de λ_i escogidos en el paso 3.
6. Use el modelo numérico de deslizamiento de Runge-Kutta para calcular el promedio de las derivas máximas $(\bar{u}_p)_i$ del sistema de un GDL de la estructura con el bloque deslizante (Figura 5a) sometida a los siete registros sísmicos escalados. La estructura real tiene las propiedades que aparecen en la Tabla 3. Estos cálculos se deben repetir para cada uno de los valores de λ_i escogidos en el paso 3.
7. Realice una gráfica de $(\bar{u}_p^*)_i$ y $(\bar{u}_p)_i$ contra los valores de ensayo λ_i del paso 3, y estime el valor de λ para el cual la dos derivas son iguales.

5.2 Resultados del estudio paramétrico

El algoritmo presentado en la sección anterior se utilizó en la ejecución de un estudio paramétrico con el siguiente rango de valores para cada variable: (a) periodo de la estructura T entre 0.1 y 2s con incrementos de 0.1s; (b) relación de masa α de 0.5 a 2.0 con incrementos de 0.5; (c) coeficiente de fricción constante, es decir $\mu = \mu_s = \mu_k$, de 0.1 a 0.7 con incrementos de 0.1, y (d) factor de modificación de respuesta R para estructuras elásticas, 2 y 3. Las permutaciones de las variables mencionadas llevaron a un total de 2240 casos de análisis (en todos los casos se utilizó $\Omega = 2.0$).

La Figura 7 muestra los resultados de la porción de carga viva como masa sísmica en donde se puede observar que λ aumenta con el coeficiente de fricción y el periodo, especialmente para $\mu > 0.2$. De acuerdo con la Figura 7a., se puede concluir que estructuras de almacenamiento con periodos mayores a 2s deben diseñarse para la totalidad de la carga viva como inercia. De igual manera la Figura 7b sugiere que estructuras de almacenamiento con $R = 3.0$ y bajos niveles sísmicos de contingencia también deberán incluir el 100% de la carga viva como inercia cuando el coeficiente de fricción entre la plataforma y los objetos de carga viva es mayor que 0.4. Para casos de sistemas de bloque-plataforma con un coeficiente de fricción alrededor a 0.4, por ejemplo estructuras de concreto que soportan contenedores de acero, la Figura 7 muestra que es apropiado diseñar con el total de la carga viva como masa sísmica para condiciones de servicio (Figura 7a) y también para niveles de contingencia si la estructura presenta un $T \geq 0.5$ s (Figura 7b). Smith-Pardo et al. (2014) presenta la totalidad de los resultados del estudio paramétrico.

Por último, la metodología desarrollada permitió calcular los resultados de carga viva para el programa experimental, donde existe tambaleo y deslizamiento en ambos niveles de amenaza. Dichos resultados confirman que el deslizamiento tiene porcentajes de carga viva mayores a los asociados al tambaleo, por lo cual los valores obtenidos del estudio son conservadores.

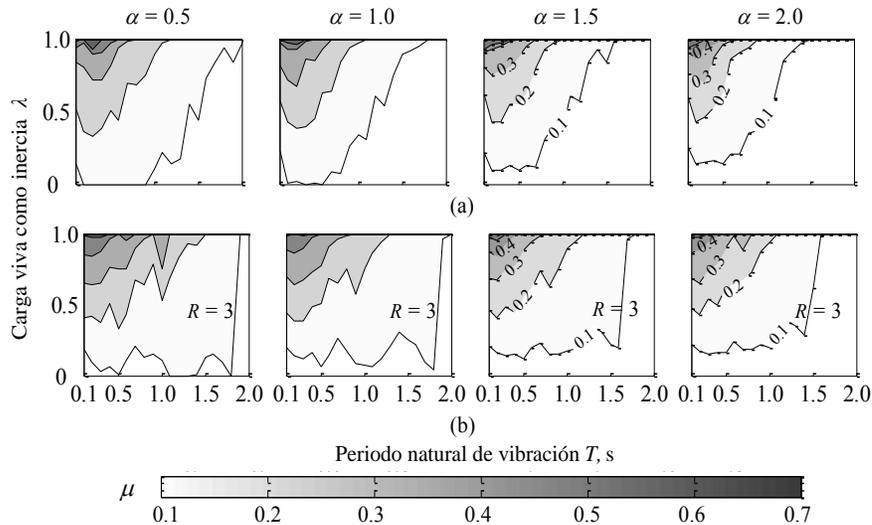
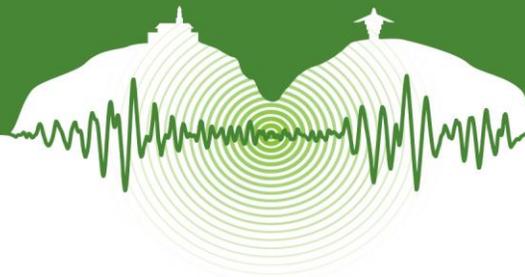


Figura 7: Porcentaje de carga viva como inercia λ para (a) el nivel de amenaza operativo OLE (elástico) y (b) de contingencia CLE y $R = 3$.

6 ECUACIÓN DE DISEÑO

La porción de carga viva como masa sísmica, λ que se presenta en el Capítulo 5 depende de muchas variables, lo cual resulta poco práctico en diseño. Se decidió entonces calcular el promedio de las aceleraciones máximas (A_{max}) de la plataforma para la estructura sin bloque bajo los siete registros de cada nivel de amenaza sísmica y para todas las combinaciones de T , μ , R , y α , del estudio paramétrico. La aceleración promedio normalizada sobre el coeficiente de fricción $A_{max}/(\mu \times g)$ se graficó contra los valores de λ del estudio paramétrico como se muestra en la Figura 8. Por medio de un análisis de regresión se obtuvo la Ecuación 3 como una ayuda de diseño para estimar el porcentaje de carga viva que es efectivo como inercia. La ventaja de esta expresión (la cual también se incluye en la Figura 8) es que λ depende de la aceleración máxima de piso sin el bloque rígido. La desviación estándar de la regresión es $S_{\ln(\lambda)} = 0.19$. Para propósitos de diseño se recomienda utilizar el percentil 84 de la distribución de $\ln \lambda$, añadiendo $S_{\ln(\lambda)}$ al lado derecho de la Ecuación 3.

$$\lambda = 2.74 \exp\left(\frac{A_{max}}{(\mu \times g)}(0.21\alpha - 0.88) - 0.24\alpha\right) \leq 1 \quad (3)$$

La Ecuación 3 proporciona una solución de diseño para obtener el porcentaje de carga viva como masa sísmica λ , para estructuras de un piso para $\xi = 5\%$. Smith-Pardo et al.(2014) presenta una ecuación adicional para $\xi = 2\%$. Se requieren tres simples pasos para diseñar una estructura de almacenamiento e incluir el efecto de la carga viva en el análisis: i) estimar el promedio de la aceleración máxima de piso de la estructura sin carga viva A_{max} ii) estimar el valor de λ usando la Ecuación 3 iii) diseñar la estructura para una masa que es $(1 + \alpha\lambda)$ veces la masa de la estructura.

CONCLUSIONES

Se desarrolló un modelo numérico que permite calcular la deriva de una estructura de un grado de libertad que soporta un bloque con la posibilidad de deslizarse. El modelo proporciona estimativos adecuados de los registros de deriva medidos en ensayos experimentales con mesa vibratoria. Dicho modelo numérico se incorporó dentro de una metodología estadística para calcular la porción λ del bloque que es efectiva como masa sísmica para el diseño de la estructura. Se consideraron variables tales como el periodo fundamental de la estructura, el coeficiente de fricción entre los objetos de carga viva y la superficie μ , la relación de masa entre la carga viva y la estructura α y el factor de modificación de respuesta R . Se encontró lo siguiente:

1. El porcentaje de carga viva como masa sísmica incrementa con T , μ , y R , sin importar el nivel de amenaza.

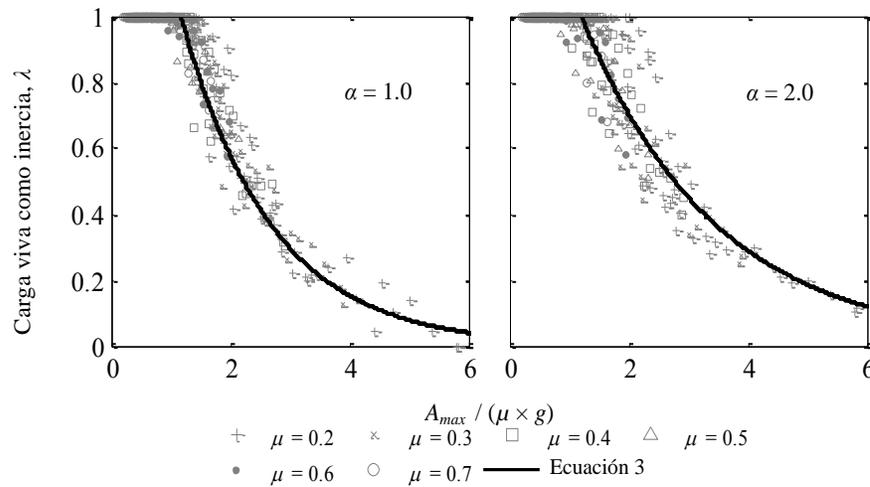
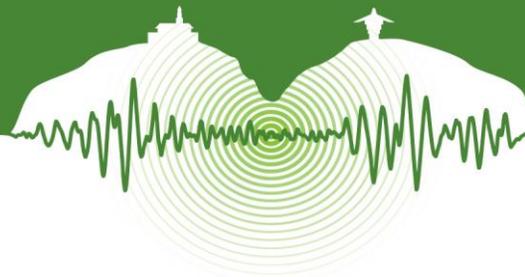


Figura 8: Porcentaje de carga viva como masa sísmica λ con respecto a la aceleración máxima de la estructura sin bloque.

2. Los valores estimados de λ para el nivel de servicio –OLE– son mucho mayores a los de nivel de contingencia –CLE–. Esto ocurre debido a que los sismos de servicio no generan la suficiente aceleración en la plataforma para superar la fricción del bloque, de manera que el bloque tenderá a estar rígidamente conectado a la estructura.
3. Para sistemas de bloque-plataforma con un coeficiente de fricción mayor a 0.4, representativo de estructuras de concreto que almacenen contenedores de acero, es apropiado diseñar con el total de la carga viva como masa sísmica para: (a) estructuras sometidas a registros sísmicos operativos, (b) estructuras con $T \geq 0.5$ s para niveles de amenaza sísmica de contingencia.
4. Se encontró que la porción de carga viva como inercia se correlaciona con el promedio de las aceleraciones máximas que la estructura experimentaría en ausencia de la carga viva.

REFERENCIAS

- ANSYS Inc. 2010. *ANSYS Mechanical APDL Element Reference*. ANSYS release 13.0. 2010.
- American Society of Civil Engineers (ASCE). 2010. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-10*, Reston, VA.
- Ardila-Bothia, L. 2014. Efecto de la carga viva en el diseño sísmico de estructuras de almacenamiento de un piso. Tesis de Maestría. Universidad de los Andes. Bogotá D.C.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS). 2010. *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10*, Bogotá D.C.
- Chandrasekaran, A.R, and Saini, S. 1969. Live load effect on dynamic response of structures. *Journal of the Structural Division*. Vol 95, N° 4, pp. 649-659.
- Crandall, S.H., Lee, S.S., and Williams, J.H. 1974. Accumulated slip of a friction-controlled mass excited by earthquake motions. *Journal of Applied Mechanics*. Vol 41, N° 4, pp. 1094-1098.
- Earth Mechanics Inc. 2006. *Final Report on Port-Wide Ground Motion Study*, Port of Long Beach California. Fountain Valley, California
- Reyes J.C. and Chopra, A.K. 2012. Modal pushover-based scaling of two components of ground motion records for nonlinear RHA of structures. *Earthquake Spectra*. Vol 28, N° 3, pp 1243-1267.
- Reyes, J.C., Ardila-Bothia, L., Smith-Pardo, J.P., Villamizar-Gonzalez, J.N., and Ardila-Giraldo, O.A. 2014. Experimental evaluation of the effect of live load on the seismic design of single-story storage structures under unidirectional horizontal ground motions. presentado a *Engineering Structures*.
- Smith-Pardo, J.P. and Ospina, C.E. 2013. Special considerations for the seismic analysis and design of piers, wharves and container yards supported on prestressed concrete piles. *ACI special publication*, Vol 295, pp. 1-26.
- Smith-Pardo, J.P., Reyes, J.C., Ardila-Bothia, L., Villamizar-Gonzalez, J.N. and Ardila-Giraldo, O.A. 2014. Effect of live load on the seismic design of single-story storage structures under unidirectional horizontal ground motions, presentado a *Engineering Structures*.
- Shenton, H.W. 1996. Criteria for initiation of slide, rock, and slide-rock rigid-body modes. *Journal of Engineering Mechanics*. Vol 122, N° 7, pp 690-693.
- Wibowo, H., Sanford, D.M., Buckle, I.G. and Sanders, D.H. 2013. Effects of live load on the seismic response of bridges. *Journal of Civil Engineering Science and Application*. Vol 14, N° 3, pp 166-172.



Análisis comparativo de costos de estructuras de base fija vs estructuras con elementos disipadores de energía

Comparative cost analysis of structures with fixed base vs. structures with energy dissipation elements

Christian Iván Benavides^{1*}, Gilberto Areiza Palma^{2**}

¹Ingeniero Civil, Estudiante de Maestría en Ingeniería, Universidad del Valle, Cali, Colombia

²Profesor Titular, Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, Universidad del Valle, Cali, Colombia

RESUMEN

Para el diseño estructural de edificaciones no se recurre frecuentemente al empleo de metodologías alternas de diseño que incluyan dispositivos disipadores de energía, tales como amortiguadores viscosos y aisladores de base debido a: (1) el poco conocimiento de estas técnicas y (2) el “aparente” elevado costo de estos dispositivos; razones que frecuentemente lleva a descartarlos bajo la consideración de que su factibilidad económica sería desfavorable. Con el objetivo de analizar la factibilidad técnica y financiera del uso de estas técnicas se plantea este proyecto, que busca realizar un análisis comparativo en términos de rigidez y costos de edificios diseñados de manera tradicional “de base fija” con los correspondientes diseños estructurales alternativos.

De acuerdo con lo anterior, el proyecto comprende el diseño estructural total de varias edificaciones, acorde con los requisitos establecidos en el Reglamento NSR-10, bajo tres (3) escenarios: (1) diseño convencional de base fija; (2) aislamiento sísmico en la base y (3) amortiguadores de fluido viscoso colocados selectivamente en diagonales de acero diseñadas con tal objetivo.

Dicho análisis se realiza para tres zonas de amenaza sísmica: Cali, Bogotá y Buenaventura, analizando para cada una dos sistemas de pórticos: uno de concreto y otro de acero. A cada sistema se le modificaron y combinaron progresivamente las siguientes variables: tipo de suelo, número de pisos, irregularidades y nivel de importancia.

De esta manera, al final se obtiene el diseño estructural total de cada edificio y como resultado se tendrán cantidades de materiales y presupuesto del sistema de resistencia sísmica de cada edificación, además del respectivo análisis comparativo de costos para cada tipología de edificación.

Palabras clave: Aisladores sísmicos, amortiguadores, costos.

ABSTRACT

In order to do the structural design of buildings it is not frequently considered the use of alternate design methodologies including energy dissipating devices such as viscous dampers and base isolators due to: (1) the lack of knowledge of these techniques and; (2) the “apparent” high cost of these devices; reasons leading to often dismiss them under consideration that would be unfavorable economic feasibility. In order to analyze the technical and financial feasibility of using these techniques, this project seeks to make a comparative analysis in terms of stiffness and costs of traditionally designed buildings “fixed base” with the corresponding alter-native structural designs.

According to the above, the project includes the total structural design of several buildings, in accordance with the requirements of NSR-10 code, on three (3) scenarios: (1) conventional fixed base design; (2) seismic base isolation and; (3) fluid viscous dampers selectively placed in steel bracings designed with that objective.

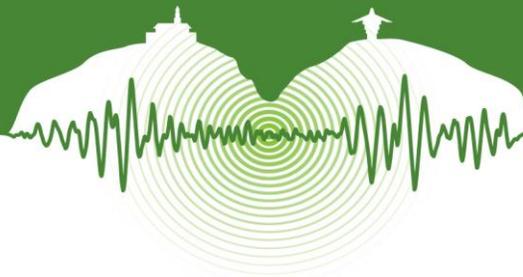
This analysis is done for three zones of seismic hazard: Cali, Bogota and Buenaventura, analyzing for each two sets of frames, one concrete and one steel, where each system is progressively modified and combined the following variables: soil type, number of floors, irregularities and importance level.

Therefore, the overall structural design of each building is obtained, and as a result quantities of materials and budget of the earthquake resistant system of each building will have, besides the respective comparative analysis of costs for each type of building.

Keywords: Isolators, dampers, cost.

* gap.cibo@gmail.com

** gilberto.areiza@correounivalle.edu.co



1 INTRODUCCIÓN

En general en Colombia las construcciones presentan serios problemas de vulnerabilidad sísmica, debido muchas veces, además del alto nivel de amenaza sísmica de algunas regiones del país, a problemas de desconocimiento del arte y otras veces a agentes externos al proceso de diseño, ya sea por corrupción o simplemente a la mala ejecución del proyecto. Eximiendo estos factores ajenos, durante los movimientos telúricos registrados, se han visto los grandes daños ocurridos en las edificaciones, y a pesar de que los sismos presenciados no han sido de gran magnitud, si han sido trágicos provocando cuantiosas pérdidas, lo que puede llegar a convertirse en un delicado asunto no conveniente para las entidades estatales, ya que se tendría que invertir muchos recursos para subsanar todos los problemas que acarrearía una situación de estas.

Dadas las circunstancias, muchas organizaciones han hecho varios estudios e investigaciones referentes al tema tratando de encontrar como prevenir estos problemas de comportamiento sísmico en los edificios nuevos, lo que dio lugar a la inclusión de elementos disipadores de energía en las edificaciones, que son exitosamente usados en países desarrollados.

Por lo tanto se plantea un estudio comparativo, donde se muestran varias alternativas de diseño para un gran tipo de edificaciones, teniendo en cuenta varios parámetros estructurales, todo esto con el fin de averiguar cuáles son los tipos de estructuras, que incluyendo en su sistema dispositivos de disipación de energía, tendrían una mejor viabilidad económica que las edificaciones convencionales de base fija, y así poder construir edificios que tengan un excelente desempeño frente a cualquier movimiento sísmico.

2 MARCO DE REFERENCIA

2.1 Antecedentes

Debido a las grandes catástrofes que han ocurrido alrededor del mundo a causa de los terremotos, siempre se ha buscado la manera de reducir el porcentaje de víctimas y se ha logrado gracias a las investigaciones y trabajos de innovación realizados con el objetivo de mejorar la respuesta de las edificaciones ante estos eventos sísmicos. Luego estos trabajos fueron encaminados a los dispositivos disipadores de energía que demostraron grandes resultados, y se comprobaron durante los sismos ocurridos en Northridge (Los Angeles, 1994) y Kobe (1995), donde las estructuras mostraron un excelente desempeño logrando el objetivo principal de preservar las vidas humanas y como valor agregado manteniendo la operatividad del edificio.

No obstante, por ser unas alternativas de diseño recientes en Latinoamérica no se conoce mucho acerca de ellas y se cree que no garantizan el beneficio requerido como para pensar en ellas. Sin embargo, recientemente gracias a proyectos individuales de gran escala, orientados por ingenieros expertos en diseño sismo resistente, han demostrado que al implementar estas técnicas puede resultar en un ahorro significativo en el valor de la obra tanto estructural como arquitectónica, tal como sucedió en Colombia por primera vez en la Clínica Amiga de la Caja de Compensación Familiar Comfandi en la ciudad de Cali, dejando a sus propietarios un ahorro del 14% en comparación al proyecto estructural de base fija. Por tales motivos se han logrado implementar en algunos proyectos de estas regiones, donde encontramos las siguientes cifras en algunos proyectos estudiados en nuestro departamento del Valle del Cauca:

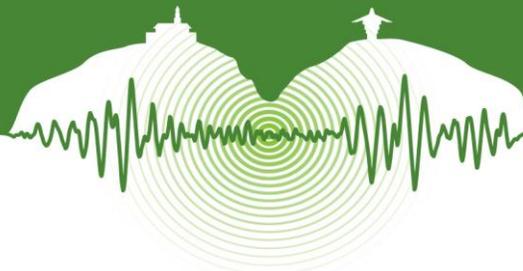
Tabla 1: Relación de costos entre edificios de base fija y base aislada. (Fuente: “Diseño y Ensayo de Estructuras Aisladas” – Eloy Retamal, Tecno construcción 2012 - Cali (Colombia)).

PROYECTO	AREA [m ²]	NUMERO DE PISOS	PORCENTAJE DE COSTO ADICIONAL / DÓLAR ^A
CLINICA AMIGA COMFANDI	70000	7 Pisos	14% / 2350
CLINICA IMBANACO	82000	12 Pisos	0% / 1820
CLINICA SURA	17600	9 Pisos	3% / 1790
HOTEL EN BUENAVENTURA	12000	10 Pisos	13% / 1800
HOTEL EN CALI	5720	10 Pisos	15% / 1800

NOTA A: Valor adicional que tendría la obra en base fija

2.2 Estado del Arte

Siguiendo la normativa del país, este proyecto se realizará bajo el marco del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, norma que rige la construcción y el diseño estructural de todas las edificaciones; incluyendo además la normativa de estos dos documentos siguientes para edificaciones con elementos disipadores de energía:



- “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings — Provisions and Commentary”, 2009 Edition, Federal Emergency Management Agency, FEMA P-750, Building Seismic Safety Council, National Institute of Buildings Sciences, Washington, D.C., USA, 2009.
- “Minimum Design Loads for Building and Other Structures”, ASCE/SEI 7-10, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2010.

3 METODOLOGÍA

3.1 Metodología y Parámetros de Análisis.

El proyecto comprende el diseño estructural total de varias edificaciones, acorde con los requisitos establecidos en el Reglamento NSR-10, para tres (3) condiciones de resistencia sísmica: 1) diseño convencional de base fija; 2) aislamiento sísmico en la base y; 3) amortiguadores colocados selectivamente en diagonales de aceros diseñadas con dicho objetivo.

Dicho análisis se realiza para tres escenarios de amenaza sísmica: Cali, Bogotá y Buenaventura, analizando para cada una dos sistemas de pórticos, uno de concreto y otro de acero; posteriormente a cada sistema se le modifican y combinan progresivamente las siguientes variables: número de pisos, nivel de importancia, irregularidades y tipo de suelo.

Como resultado se obtienen cantidades de materiales y presupuesto del sistema estructural sismo resistente de cada edificación para los tres escenarios y para cada tipología de edificación. Finalmente se obtienen los diferentes costos, se elabora el respectivo análisis comparativo y se escoge que tipo de estructura es la más factible.

3.1.1 Número de pisos.

Para variar la altura de las edificaciones se analizan estructuras con 8, 13, 18 y 23 pisos con altura de 3.5m por piso.

3.1.2 Nivel de importancia.

Adicionalmente, se evalúan todas las edificaciones posibles para los niveles de importancia I, III y IV, cuyos coeficientes son 1, 1.25 y 1.5 respectivamente, valores que se multiplican al espectro elástico de diseño cuando la estructura pertenece a dicho grupo.

3.1.3 Irregularidades.

Se inicia con estructuras sin irregularidad y luego se incluyen por separado estructuras con irregularidades del tipo 2P, 1A, 3A y por ultimo una estructura con ausencia de redundancia. La selección de irregularidades se basa en su mayor frecuencia de repetición en edificaciones en nuestro medio, luego de forma combinada se incluye la irregularidad 1aP o 1bP dentro de la irregularidad 2P por la facilidad de presentarse ambas debido a la configuración estructural en planta que se tiene en esta última.

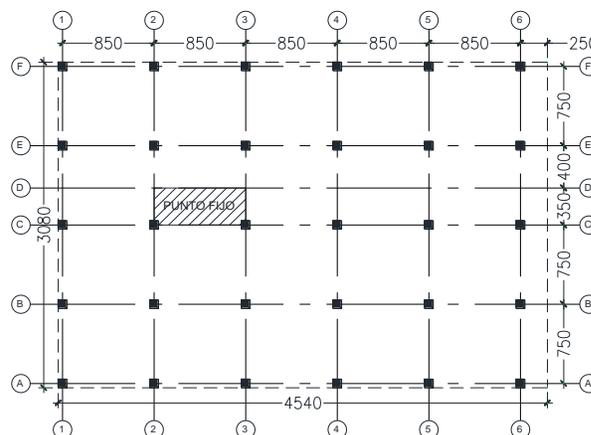


Figura 1: Planta tipo estructura regular.

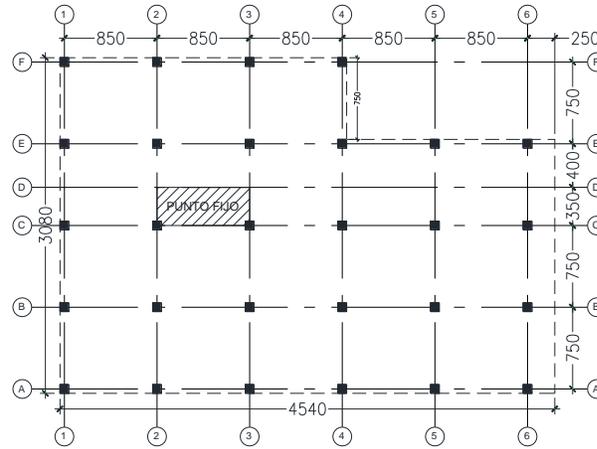
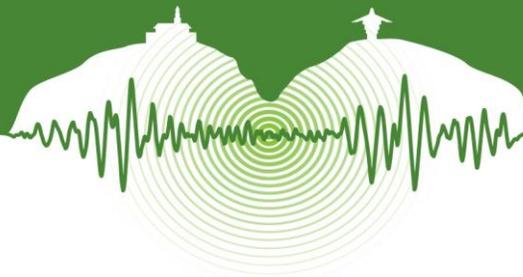


Figura 2: Planta tipo estructura con irregularidad 2P.

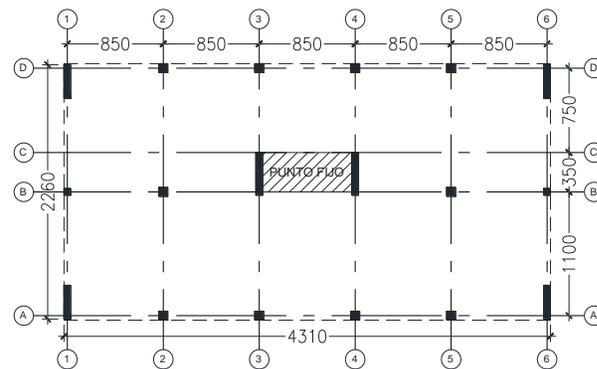


Figura 3: Planta tipo estructura con ausencia de redundancia.

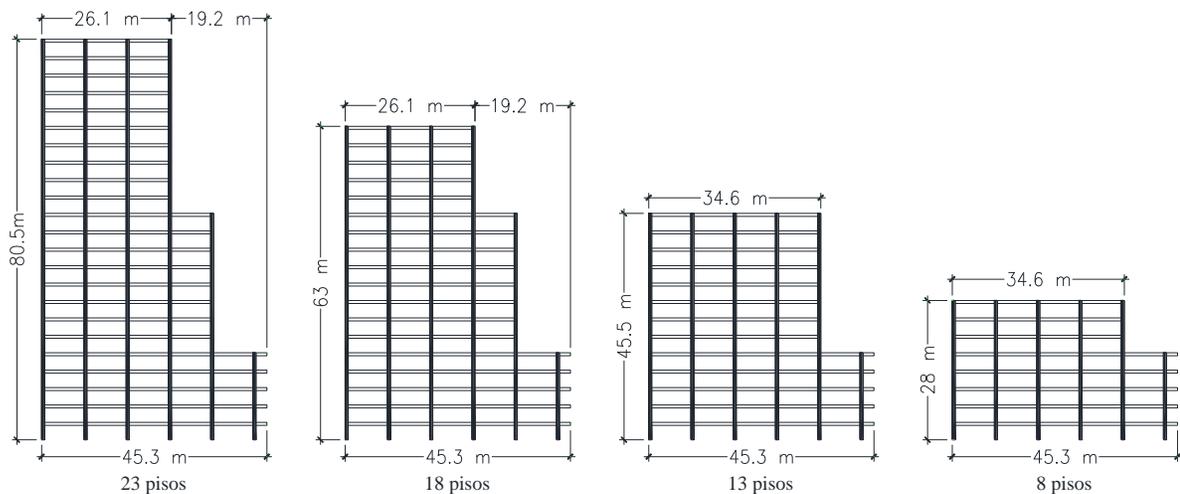
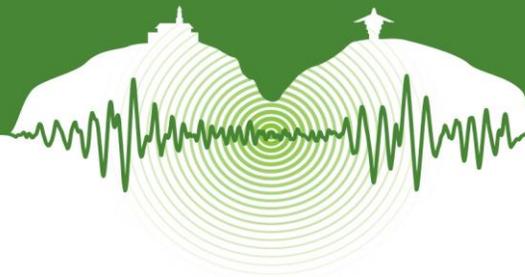


Figura 4: Estructura tipo con irregularidad geométrica.

Para tener en cuenta la regularidad 1aA, se parte de la planta de piso regular y se le modifica la altura de entrepiso a 5m solamente al primer nivel, las demás alturas permanecen de 3.5m como en el resto de configuraciones.

El presente artículo hace parte de las memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica organizado por la Universidad de los Andes y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, Mayo de 2015.



3.1.4 Tipo de suelo.

Con el fin de variar en gran medida el diseño de las estructuras, de acuerdo con el Reglamento NSR-10 se seleccionan los perfiles tipo C y E que representan suelos duros y blandos respectivamente, donde para Buenaventura se construyen los espectros de acuerdo con el Título A del Reglamento y para las otras dos ciudades se tiene en cuenta el correspondiente estudio de microzonificación sísmica y se seleccionan dos espectros compatibles con dichos perfiles. Para Cali se seleccionan los espectros de la zona 2 y zona 4C y para Bogotá los espectros de las zonas de Piedemonte B y Lacustre 100.

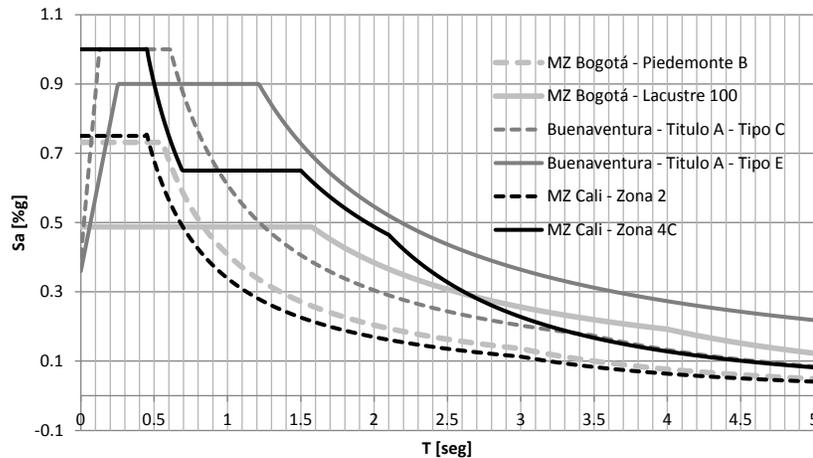


Figura 5: Espectros de diseño seleccionados.

3.2 Análisis de costos.

El análisis comparativo de costos entre cada una de las estructuras se lleva a cabo contabilizando de forma total el peso de cada material de construcción, los cuales son acero de refuerzo, acero estructural y concreto; luego de acuerdo con el precio de cada material se obtiene el costo en moneda colombiana (COP) del sistema estructural sismo resistente de cada configuración, teniendo en cuenta la variación de los precios por cada ciudad. Dichos valores se normalizan al costo de la estructura convencional de base fija correspondiente, esto con el fin de conocer el porcentaje o índice de incremento o de ahorro del precio de una clase de edificio con características idénticas diseñado convencionalmente respecto a su diseño con elementos disipadores de energía.

$$\text{Índice de incremento o ahorro} = \frac{\text{Valor estructura con disipadores}}{\text{Valor estructura convencional}} \quad (1)$$

Luego si la relación es mayor a 1, se dice que la estructura con disipadores es más cara que la convencional, pero si la relación es menor a 1, la estructura con disipadores resulta ser más económica que la estructura convencional.

3.3 Aisladores sísmicos.

Los aisladores que se usan en las edificaciones del proyecto son del tipo LRB, compuestos de un caucho laminado reforzado mediante láminas de acero combinado con un núcleo de plomo; además se incluyen 4 deslizadores PTFE en los edificios de 8 y 13 pisos con el fin de aumentar el periodo de cada estructura.

3.4 Amortiguadores.

Los amortiguadores que se escogen son del tipo de fluido viscoso no lineal con un exponente de velocidad $\alpha = 0.5$; dispositivos cuyo desempeño es independiente del medio en el que están presentes y de menos variabilidad en sus componentes, un ejemplo de ello es que no cambian de propiedades con la temperatura.

4 RESULTADOS

Al final se obtienen 1680 modelos representativos en total que se comparan entre si cuyos resultados son los siguientes:

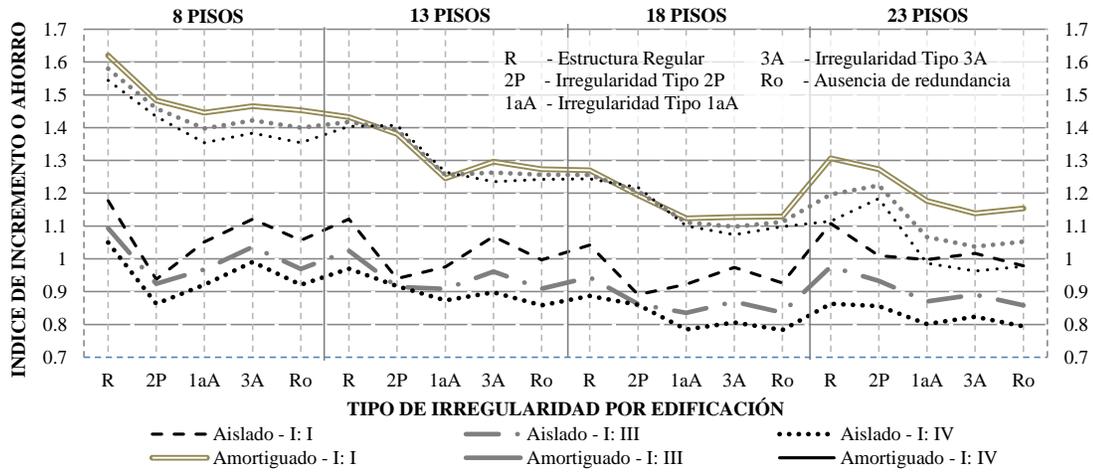


Figura 6: Índice de costos para una estructura de concreto en Cali en un suelo tipo C.

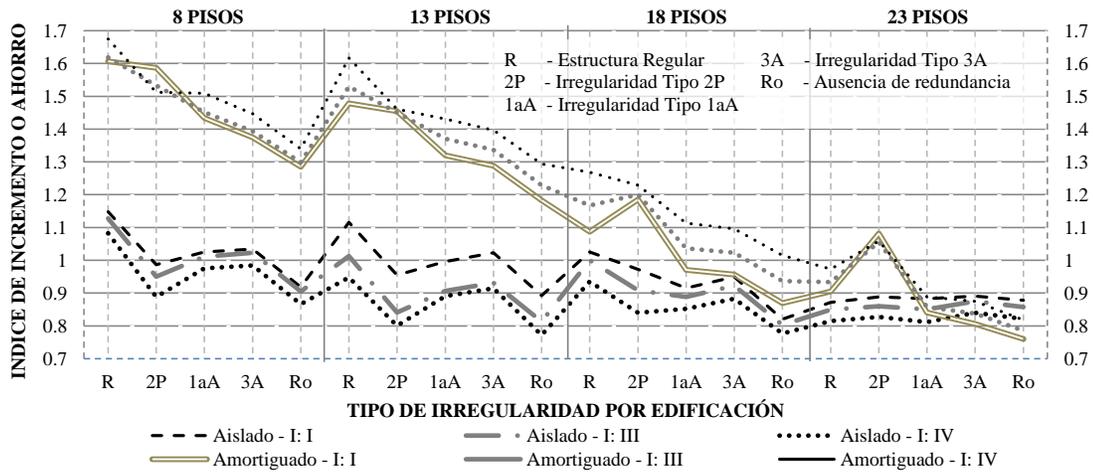


Figura 7: Índice de costos para una estructura de concreto en Cali en un suelo tipo E.

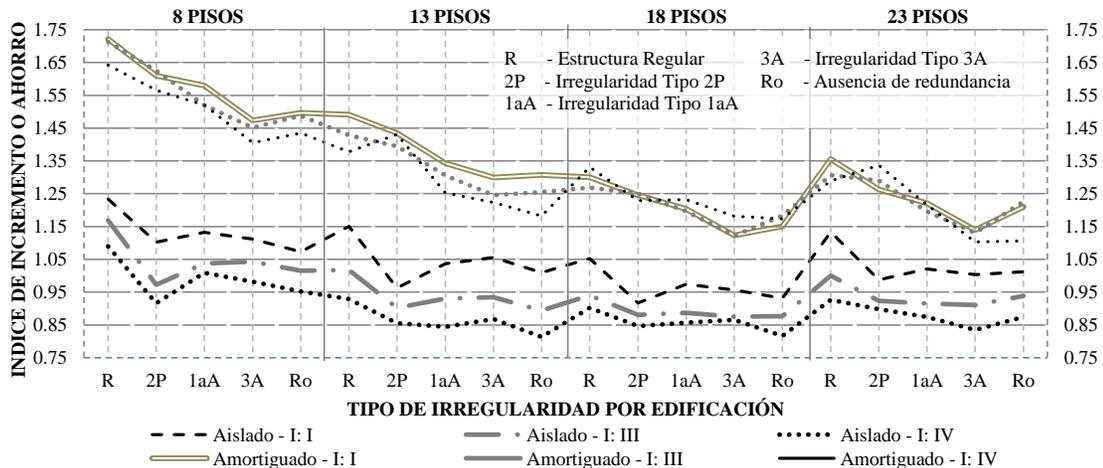


Figura 8: Índice de costos para una estructura de concreto en Bogotá en un suelo tipo C.

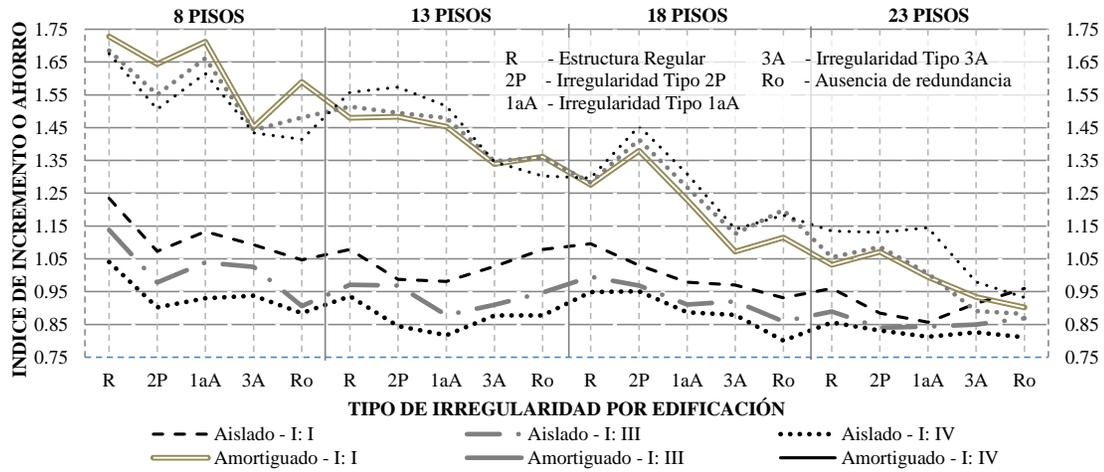
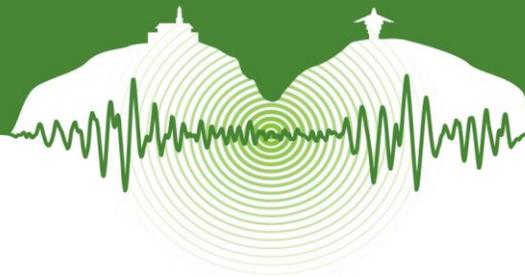


Figura 9: Índice de costos para una estructura de concreto en Bogotá en un suelo tipo E.

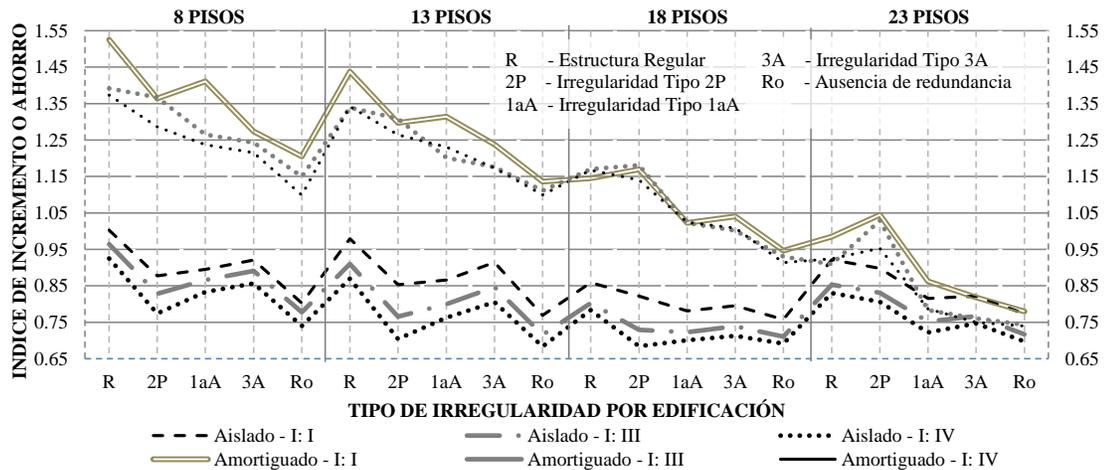


Figura 10: Índice de costos para una estructura de concreto en Buenaventura en un suelo tipo C.

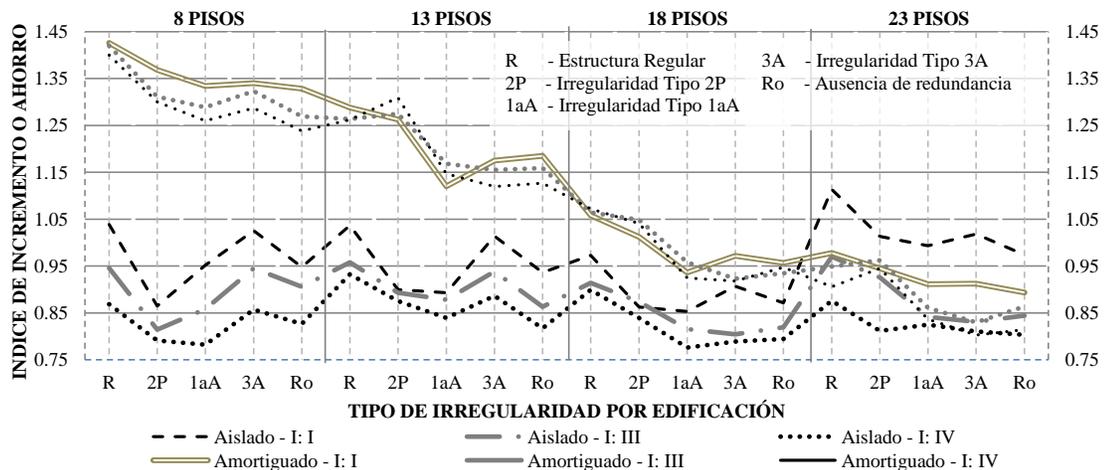


Figura 11: Índice de costos para una estructura de concreto en Buenaventura en un suelo tipo E.

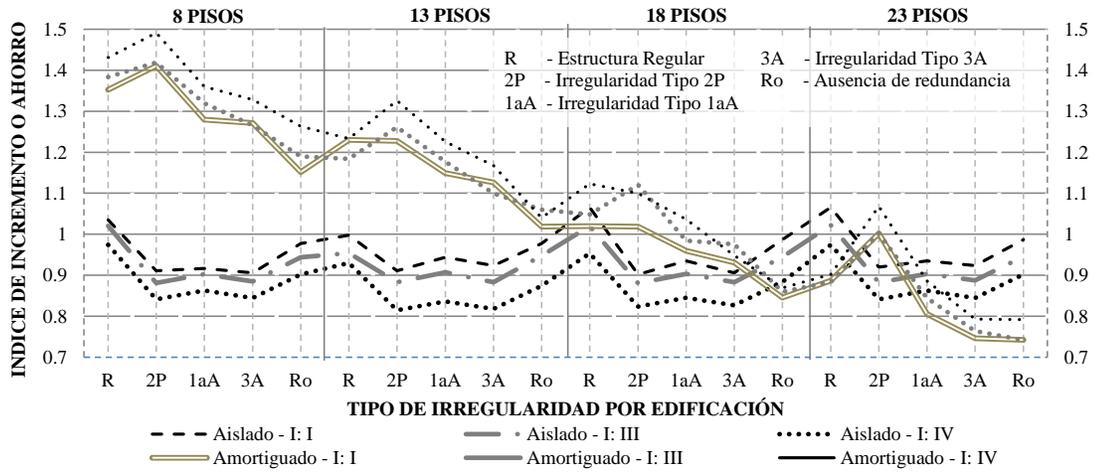
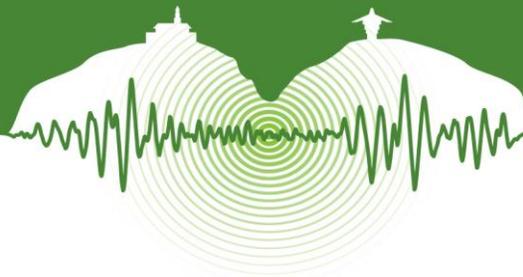


Figura 12: Índice de costos para una estructura de acero en Cali en un suelo tipo C.

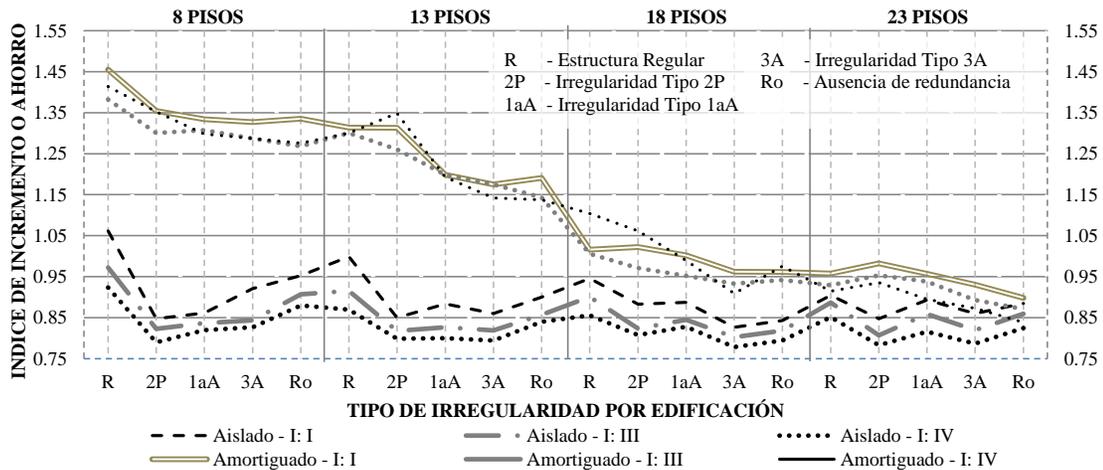


Figura 13: Índice de costos para una estructura de acero en Cali en un suelo tipo E.

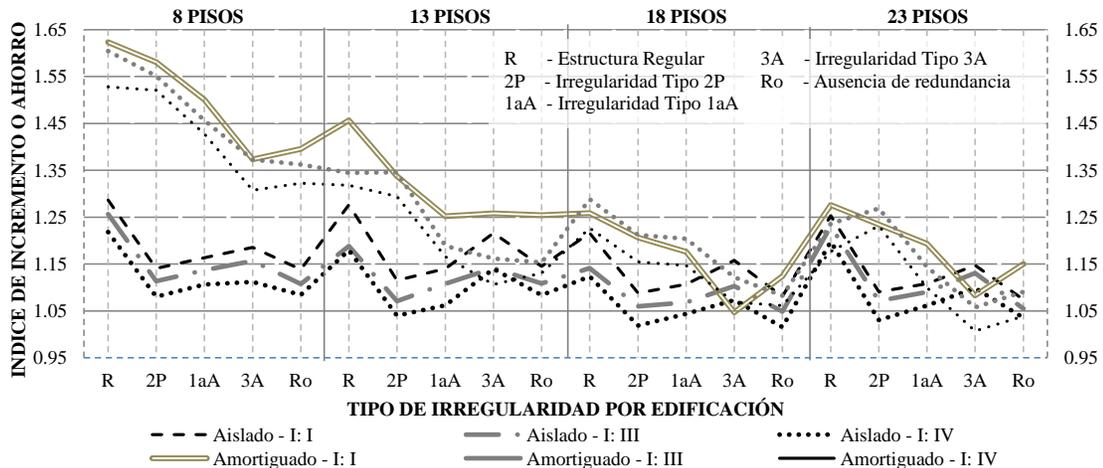


Figura 14: Índice de costos para una estructura de acero en Bogotá en un suelo tipo C.

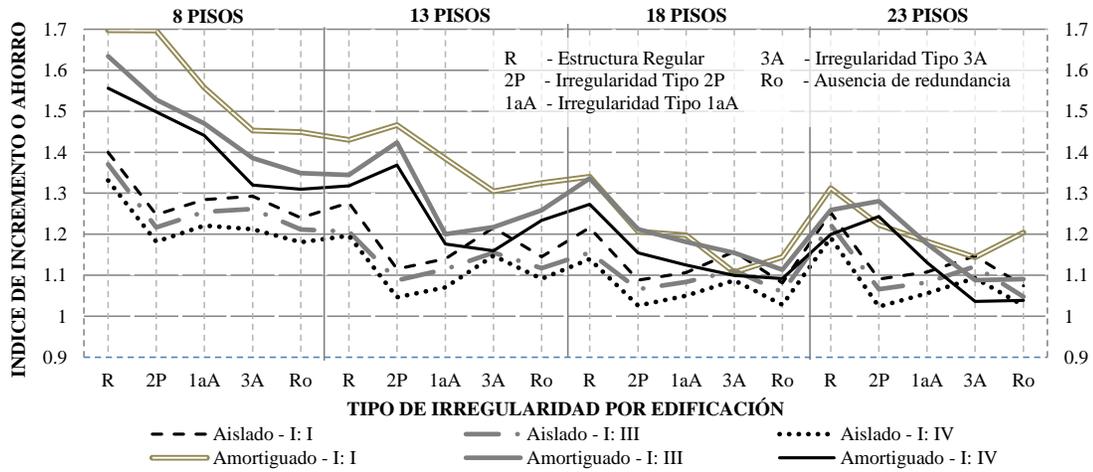
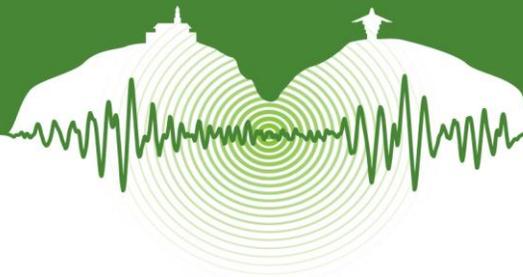


Figura 15: Índice de costos para una estructura de acero en Bogotá en un suelo tipo E.

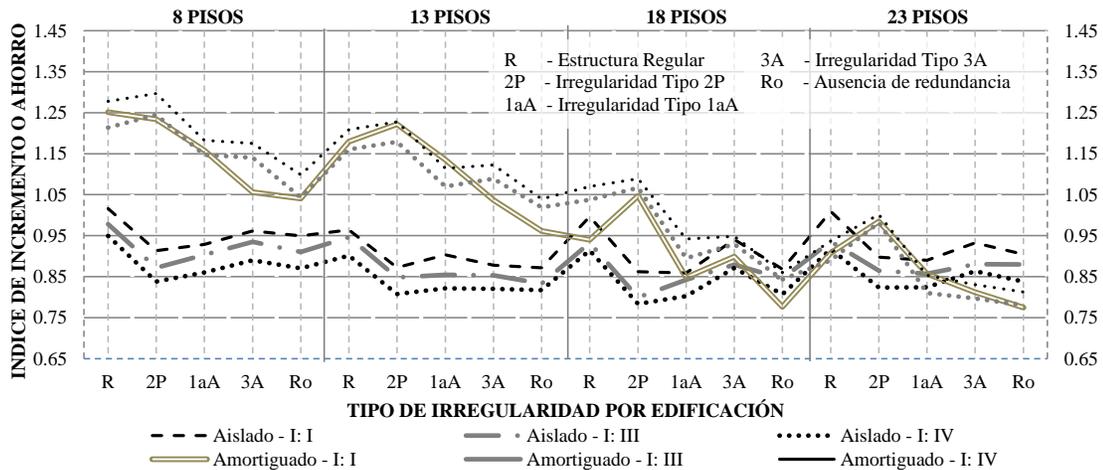


Figura 16: Índice de costos para una estructura de acero en Buenaventura en un suelo tipo C.

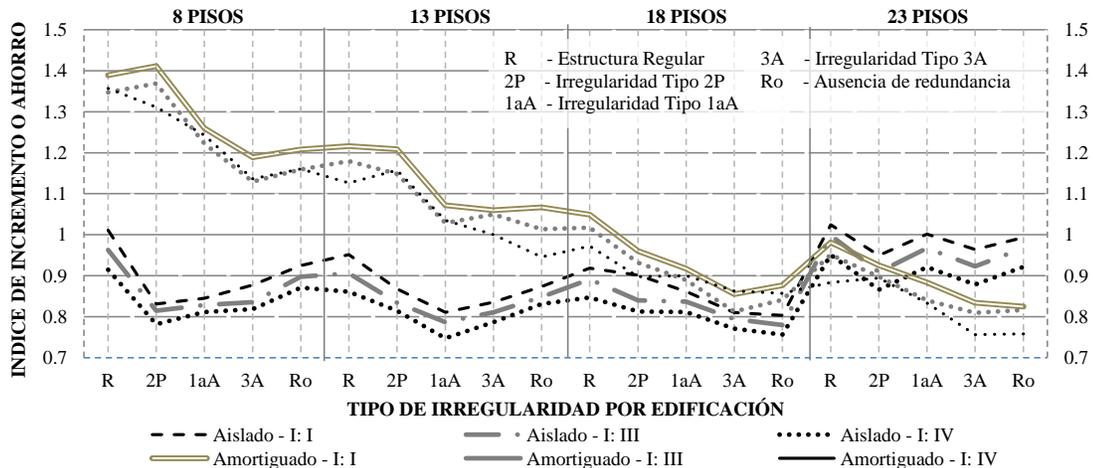
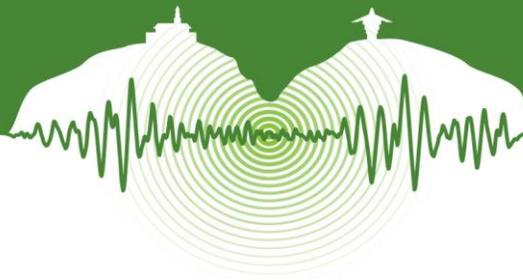


Figura 17: Índice de costos para una estructura de acero en Buenaventura en un suelo tipo E.



CONCLUSIONES

En general se evidencia que los edificios aislados sísmicamente en su base muestran mayor economía que los edificios amortiguados hasta 18 pisos, y en muchos casos menos costosos que los edificios convencionales de base fija para todos los niveles de importancia y elevaciones presentes, teniendo mayor beneficio en las estructuras del nivel de importancia 4.

Por otro lado, debido al alto costo de los amortiguadores, el porcentaje de incremento del costo de la estructura en referencia a sus materiales o insumos exclusivamente, es muy alto en edificaciones de baja y mediana altura. Se debería, por lo tanto considerar su uso en edificaciones de gran tamaño de tal manera que el costo de estos dispositivos no presente mayor incidencia en el valor total, que combinado con la eficiencia que poseen en edificios altos y sobre todo aquellos en donde el periodo este en la zona de velocidades del espectro, o se encuentren localizados en un suelo blando como el suelo tipo E, estos elementos si generan un ahorro para tener en cuenta; discriminando el nivel de importancia ya que esta condición no es causalidad a una gran fluctuación del valor final del inmueble.

En referencia al tipo de material de la estructura, se observa que en ciudades de amenaza sísmica alta, los dispositivos de disipación de energía resultan mejor opción en los edificios de acero, sobre todo si se emplean aisladores, ya que la estructura pasa de requerir perfiles de alta ductilidad que son más pesados a solo necesitar perfiles livianos de baja ductilidad; escenario completamente distinto a ciudades de amenaza sísmica baja o media como Bogotá donde el uso de amortiguadores o aisladores no generan algún beneficio. Además se aprecia que en los edificios altos como los de 23 pisos, los amortiguadores representan un mayor ahorro a las otras opciones, que seguramente se deba al bajo peso total del edificio y por eso se requiera menor fuerza a disipar y por lo tanto dispositivos más pequeños.

Para las estructuras de concreto, los aisladores para los niveles de importancia III y IV siempre significan menos costo que cualquier otra opción solamente hasta los edificios de 23 pisos donde los amortiguadores logran equiparar dicho precio. Además para todos los casos son más favorables en los suelos tipo C que son suelos duros.

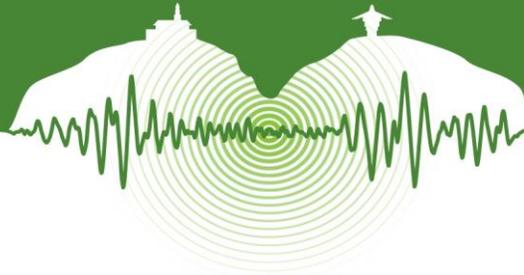
Finalmente se concluye que si se tiene una estructura regular y después de rigidizarla se mantiene dicha condición, siempre se obtendrá menos provecho en sus alternativas con elementos de disipación en comparación a una estructura con irregularidades, exceptuando la irregularidad 2P para edificios amortiguados, en donde las irregularidades con mayor beneficio al presupuesto para los edificios aislados son las irregularidades 2P y ausencia de redundancia en contraste a las irregularidades 1aA y 3A, y para los edificios amortiguados se tiene que la irregularidad más perjudicial es la tipo 2P y la menos es la irregularidad 3A.

AGRADECIMIENTOS

Doy gracias a Dios y mi familia por su constante apoyo, sin el cual hubiese sido imposible culminar éste trabajo, y al profesor Gilberto Areiza Palma, director del presente trabajo, por su orientación y apoyo constante.

REFERENCIAS

- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. 2010. *Reglamento colombiano de construcción sismo resistente*. Bogotá D.C.: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- American Society Of Civil Engineers. 2010. *Minimum Design Loads for Building and Other Structures, ASCE/SEI 7-10*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Building Seismic Safety Council. 2009. *NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures (FEMA P-750)*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency (FEMA).
- Skinner, R, Kelly, T., and Robinson, B. W.H. *Seismic Isolation for Designers and Structural Engineers*. New Zealand: Robinson Seismic Ltd and Holmes Consulting Group.
- Ramirez, O. Constantinou, M. and Kircher, C. 2001. *Development and Evaluation of Simplified Procedures for Analysis and Design of Buildings with Passive Energy Dissipation Systems*. New York: Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research.



Aspectos a considerar del diseño por capacidad para la ingeniería sísmica basada en desempeño: ¿Tienen nuestras estructuras un comportamiento predecible?

Capacity design aspects to consider regarding performance-based earthquake engineering: Do our structures exhibit predictable performance?

William Valencia Mina^{1*}, Hugo Monsalve Jaramillo¹, Jhoan Sebastián Vargas Pinzon²

¹Profesor Asistente Universidad del Quindío; ²Estudiante de Ingeniería Civil Universidad de Ibagué

RESUMEN

El Diseño por Capacidad es una estrategia de diseño de edificios que tiene como objetivo impedir que se presenten modos de falla frágiles antes de que la estructura haga uso óptimo de su capacidad de disipar energía. Aunque Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 incorpora aspectos importantes del diseño por capacidad, las metodologías contenidas en esta normativa no garantizan un comportamiento predecible, lo que es el objetivo primordial del Diseño Sísmico Basado en Desempeño a diferencia del diseño tradicional (Diseño Sísmico Basado en Fuerzas). Debido a las consecuencias que puede generar el comportamiento no anticipado de las estructuras, se realizó el análisis inelástico de secciones, elementos y estructuras con el objetivo de verificar si algunas provisiones de la norma son suficientes o acertadas y de esta manera llenar algunos vacíos mediante modificaciones numéricas o conceptuales al Diseño por Capacidad implementado en la NRS-10 para reducir la incertidumbre del comportamiento de la estructura frente a un sismo fuerte. Los resultados observados sugieren que algunas provisiones son insuficientes y otras conceptualmente imprecisas, por lo tanto se establecen recomendaciones para modificar el valor de factores usados o los criterios a tener en cuenta para generar un comportamiento menos incierto y más dúctil de la estructura. Estos ajustes incorporan recomendaciones adicionales para aproximar la normativa actual hacia la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño, los cuales incluyen recomendaciones para columna fuerte-viga débil y factores para la obtención de los momentos probables.

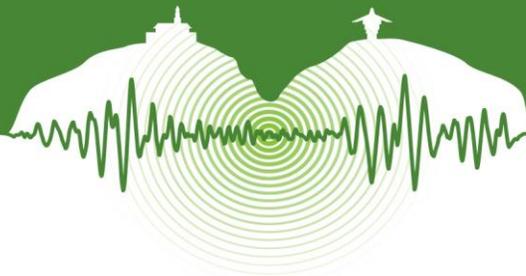
Palabras clave: Diseño por capacidad, diseño sísmico basado en desempeño, jerarquía de falla

ABSTRACT

Capacity Design is a building design strategy whose main goal is to inhibit the development brittle failure before the structure uses efficiently its energy dissipation capacity. The Colombian Earthquake-resistant Design Code (NSR-10) is based on capacity design concepts; however, it does not directly address a predictable performance which is the main goal of Performance-Based Earthquake Design, unlike the traditional design philosophy (Force-Based Design). Due to the consequences that may arise from the uncertain performance of structures, inelastic analyses of sections, members and structures were performed in order to verify if some code provisions are either inappropriate or insufficient in order to furnish some recommendations both conceptual and numerical to Capacity Design concepts as applied in the Colombian Earthquake-Resistant Design Code and thus to reduce uncertainty in the structural performance of a building during a strong earthquake. Observed data suggest that some code provisions are not conceptually sound or numerically sufficient, therefore changes in criteria used or in the magnitude of some factors to encourage a less unpredictable performance and a more ductile structure are proposed. These changes include additional recommendations to get closer to a Performance-Based Earthquake Engineering approach through strong column-weak beam approach and expected beam strength calculation.

Keywords: Capacity design, performance-based seismic design, collapse hierarchy

* wvalencia@uniquindio.edu.co / docvalencia2@yahoo.com



1. INTRODUCCIÓN

La ingeniería sísmica y, en particular, el diseño sismo-resistente de edificios ha evolucionado de manera significativa en las últimas décadas; sin embargo, el crecimiento de la población mundial, el incremento de los bienes materiales e intangibles, un mayor conocimiento del fenómeno sísmico y del comportamiento mecánico de las estructuras además de la experiencia adquirida por la ocurrencia de sismos importantes plantea nuevos retos. A la vanguardia de los retos inmediatos se encuentra la implementación integral del Diseño Sísmico Basado en Desempeño.

Algunos sismos, entre los más relevantes mencionando el sismo de Loma Prieta (1989), el sismo de Northridge (1994) y el sismo de Kobe (1995), hicieron consciente a la comunidad ingenieril que la metodología actual, en la cual el objetivo principal (y único considerado de forma directa) de la protección de la vida humana, carecía de características importantes que redujeran el impacto de este tipo de fenómenos en la sociedad; por ejemplo, el limitar las pérdidas económicas como un objetivo de altísima prioridad, ya que no solo un número elevado de víctimas fatales hace a un sismo catastrófico sino también las debacles financieras por las cuales una región puede pasar después de un desastre natural de este tipo (Valencia, 2005). Como alternativa para subsanar las falencias evidenciadas en el diseño sísmico tradicional, surge de manera formal la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño (ISBD) entre comienzo y mediados de los 90, lo cual se materializa con el proyecto *Vision 2000* de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC).

2. INGENIERÍA SÍSMICA BASADA EN DESEMPEÑO Y DISEÑO POR CAPACIDAD

De manera muy simplificada, se puede decir que la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño (ISBD) es una filosofía cuyos objetivos comprenden el análisis, diseño, construcción y mantenimiento de estructuras de comportamiento predecible para distintos niveles de amenaza sísmica. En esta filosofía general de diseño sísmico se usa una matriz, con ayuda de la cual se establecen los objetivos en términos del desempeño deseado dependiendo el nivel de amenaza sísmica. Por otro lado, el concepto del diseño por capacidad, aplicado al diseño sísmico de estructuras fue desarrollado hace más de 40 años en Nueva Zelanda, principalmente por el profesor Paulay y sus colaboradores (Bachmann et al., 1994). En principio, el diseño por capacidad tiene la ventaja de hacer el comportamiento de la estructura ante un sismo fuerte menos dependiente de las características del sismo y por lo tanto su comportamiento a nivel global es más fácil de intuir. Si los beneficios del diseño por capacidad se combinan con las ventajas del Diseño Sísmico Basado en Desempeño, el comportamiento estructural podrá ser controlado por el diseñador a niveles muy superiores al control estructural que se obtiene mediante las metodologías tradicionales. De hecho, el diseño por capacidad, bien implementado, por sí solo puede atenuar las consecuencias negativas que pudiesen generar las inconsistencias encontradas en los métodos de análisis tradicional. Estas inconsistencias están explicadas detalladamente en por Priestley (1993).

3. ASPECTOS QUE AFECTAN LA PREVISIÓN DEL COMPORTAMIENTO

Existen algunos aspectos que pueden afectar el comportamiento deseado de la estructura, los cuales tienen una incidencia directa en el establecimiento de una jerarquía de falla. Entre estos aspectos se encuentra el aumento de la resistencia del concreto debido al confinamiento y a la edad, la variabilidad de la resistencia real del acero con respecto a la especificada por el proveedor tanto para el nivel de fluencia como para el nivel de resistencia máxima, ignorar el endurecimiento por deformación, el uso de ecuaciones de diseño simplificadas que estiman de manera conservadora la resistencia de los elementos y un posible aumento de resistencia debido a velocidad de aplicación de la carga. Algunos autores han llevado a cabo estudios sobre las características del acero colombiano y aunque las variaciones de estas características están dentro de los niveles permitidos por las normas técnicas (González et al., 2005) su influencia en la previsibilidad del comportamiento estructural puede ser sustancial.

Una recomendación típica para sistemas aporticados sometidos a cargas sísmicas, es generar columnas con la resistencia suficiente para no exhibir un comportamiento inelástico antes de que este se presente en las vigas; esto se hace en la NSR-10 mediante la comparación de la suma de los momentos nominales de las vigas y las columnas, procurando que la suma de los momentos nominales de las columnas superen al menos en un 20% la suma de los momentos nominales de las vigas que se encuentren en el mismo plano en un nudo. En este aspecto se evidencia al menos un par de inconsistencias. Si el objetivo de desempeño es (y debería ser) procurar un comportamiento elástico de las columnas para niveles de sobre-resistencia de las vigas, la comparación convendría en principio hacerse entre los momentos nominales de las columnas y los momentos probables de las vigas, acompañado por cierto factor que tome en cuenta la incertidumbre inherente en las características de los materiales y las dimensiones de los elementos (ver Ecuación 1).



$$\sum M_{n,c} \geq \lambda_c \sum M_{0,b} \quad (1)$$

Donde $M_{n,c}$ es el momento resistente nominal de una columna (por encima y por debajo del nudo), $M_{0,b}$ es el momento probable de una viga (a la izquierda y a la derecha del nudo) y λ_c es un factor de incertidumbre mayor o igual a la unidad.

Además de esta verificación, los autores consideran que es necesario que la balanza de las rigideces relativas de los elementos, esté a favor de las columnas, pues es factible que cumpliéndose los requisitos exigidos por la NSR-10, las columnas puedan incursionar en el rango inelástico previo a que esto suceda en las vigas debido a una excesiva rigidez de las vigas. Ya que la rigidez es una propiedad asociada más al elemento que a la sección, esta valoración debería incorporar características del elemento y no enfocarse solo en la sección. La relación h/l es una forma simplificada de realizar esta comparación (ver Ecuación 2).

$$\kappa = (h_c/l_c)/(h_b/l_b) \quad (2)$$

Donde κ es el factor de relación de la rigidez de la columna a la rigidez de la viga, l_b es la longitud de la viga, l_c es la longitud de la columna, h_c la altura de la sección transversal de la columna (Paralela a la dirección de la carga sísmica) y h_b es la altura de la sección transversal de la viga. Mediante el análisis inelástico de algunos pórticos sencillos, los autores consideraron que un valor $\kappa \geq 1.3$ es aceptable. Cuando la resistencia de la columna es sustancialmente mayor a la de la viga, este valor podría reducirse hasta un 1.1.

La energía impartida por el sismo a una estructura se transmite desde la cimentación a los pisos superiores de la edificación a través de todos sus elementos; sin embargo, se puede suponer que la transmisión de esa energía de un piso a otro se hace principalmente a través de las columnas en un sistema aporticado, por lo tanto la integridad de estos elementos como “distribuidores” verticales de la energía, para que posteriormente sea disipada en su mayor parte por el comportamiento histerético de las vigas es fundamental. Como consecuencia, se puede afirmar que es primordial la protección de las columnas del primer piso, pues de estas depende que la energía a ser disipada se transfiera al resto de la estructura y no se concentre en un piso inferior sin que los demás elementos hayan disipado energía, tanto en el rango elástico como en el rango inelástico. Aunque el fenómeno de piso débil en cualquier nivel de la estructura es grave, cuando esto ocurre en el primer piso la participación de elementos adicionales en la disipación de energía virtualmente se anula. Estas columnas del primer piso, no solo son de importancia excepcional sino que su comportamiento difiere del que presentan las columnas de pisos superiores. Dependiendo de la rigidez de las vigas las columnas del primer piso pueden desarrollar fuerzas cortantes que dependen de su capacidad a flexión, especialmente si la cimentación es lo suficientemente robusta. Por otro lado, las columnas superiores van a desarrollar cortantes que estarán limitados por las capacidades máximas a momento de sus elementos adyacentes. Esta discriminación en el comportamiento de las columnas, se tiene que ver reflejado en la estrategia de diseño de las mismas (ver ecuaciones 3 y 4).

$$v_{uc.int} = \frac{M_{ob.izq}^- + M_{ob.der}^+}{l_{c.sup}/2 + l_{c.inf}/2} \lambda_{f/s} \quad (3)$$

$$v_{uc.base} = \frac{\lambda_i \sum (M_{ob.izq}^+ + M_{ob.der}^-) + M_{oc.base}}{l_c^*} \quad (4)$$

Donde $v_{uc.int}$ es la fuerza cortante última en las columnas de pisos intermedios (exceptúa columnas del primer y último piso), $v_{uc.base}$ es la fuerza cortante última en las columnas del primer piso, $M_{ob.izq}^+$ es el momento probable positivo a la izquierda del nodo, $M_{ob.der}^-$ es el momento probable negativo a la derecha del nodo, $l_{c.sup}$ es la longitud de la columna por encima del nodo en mención, $l_{c.inf}$ es la longitud de la columna por debajo del nodo en mención, $M_{oc.base}$ es el momento probable en la base de una columna del primer nivel, l_c^* es la longitud libre de la columna, $\lambda_{f/s}$ es un factor mayor a la unidad que representa la posible variación que puede tener el cortante por deformación global de la edificación (a flexión o a cortante) y depende de la relación de rigideces entre las vigas y las columnas, λ_i es un factor de distribución (porcentaje) de la suma de los momentos probables de las vigas del nudo superior de la columna del primer piso, que le corresponde a la misma; si la distribución se considera uniforme entre la parte superior de la columna del primer piso y la parte inferior de la columna del segundo piso los autores aconsejarían $\lambda_i = 0.5$



4. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA Y TIPOS DE ANÁLISIS A REALIZAR

Se seleccionó una estructura base y se estableció un objetivo general de desempeño estructural. El objetivo establecido de desempeño es que la mayor cantidad de vigas posibles se encarguen de la disipación de energía y que las columnas (con excepción de las columnas del último piso y la base de las columnas del primer piso) no incurrieren en el rango inelástico, al menos de manera significativa. La estructura base pertenece a una edificación típica de cinco pisos. Esta estructura está compuesta de un sistema de pórticos resistentes a momento de concreto reforzado y la planta principal tiene un ancho de 10,35 m (dirección X), 18,67 m de largo (dirección Y) y altura total es de 14,2 m; mientras que el primero piso cuenta con una altura entre ejes de 3 m, los otros 4 pisos tienen una altura de 2,8 m entre ejes.

Una vez obtenidos los resultados del análisis de la edificación, se procede a realizar dos diseños estructurales (convencional y por capacidad). Para este caso en particular, no se optimizó el diseño en términos de tamaño de las secciones para hacerlos comparables; por lo tanto, las dimensiones de las vigas (30x40cm²) y las columnas (55x55 cm²) son constantes en el pórtico. Sin embargo, la cuantía y disposición del acero se realizó de acuerdo a las demandas de fuerzas y momentos.

El enfoque de los autores, basado en el Diseño por Capacidad (Paulay et al., 1992) con algunas modificaciones de manera general consistió en lo siguiente:

- Suministro de acero longitudinal en las zonas de rótula plástica, para obtener vigas con una resistencia nominal tan cercana como fuese posible a la demanda obtenida de la redistribución de momentos, sin el uso de factores de reducción de resistencia ϕ en estas zonas
- Se calculó el cortante resultante del desarrollo de la capacidad máxima a flexión de las vigas (Ecuación 5) y se suministró refuerzo transversal con base en esta demanda, siempre y cuando superara los valores de fuerza cortante obtenidos del análisis. Se verificó espaciamiento máximo de acuerdo a la NSR-10 para cumplir con requisitos de ductilidad y control de pandeo como mínimo.

$$v_{ub} = \frac{M_{ob}^+ + M_{ob}^-}{l_b^*} + \frac{w_g l_b}{2} \quad (5)$$

Donde v_{ub} es la fuerza cortante última en la viga, M_{ob}^+ es el momento probable positivo en un extremo de la viga, M_{ob}^- es el momento probable negativo en un extremo de la viga opuesto al extremo en el que actúa M_{ob}^+ , w_g es la Carga gravitacional (viva +muerta) actuante en la viga y l_b^* es la longitud libre de la viga (entre caras de las columnas)

- Se obtuvieron factores de sobre-resistencia para las secciones de rótula plástica en vigas (Ecuación 6) y se usaron para calcular las demandas en las columnas adyacentes a estas vigas (Ecuación 7) para el diseño a flexo-compresión de las mismas.

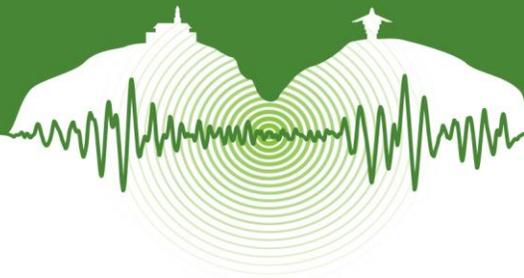
$$\phi_o = \frac{M_{ob}}{M_{Eb}} \quad (6)$$

$$M_{uc} = \phi_o M_{Ec} \quad (7)$$

Donde ϕ_o es el factor de sobre-resistencia, M_{ob} es el momento probable de la viga en un extremo y M_{Eb} es el momento en la viga resultante solo de la carga sísmica. Para el diseño a flexión de las columnas, en términos generales, se debe al menos sobre-diseñar la columna en una proporción igual o mayor a la que se sobre-diseñó la viga.

Se realizó el análisis momento curvatura de varias secciones de concreto reforzado, variando las características del acero para determinar su influencia en la resistencia de las mismas. Con esta información, se propone que el factor multiplicador de la resistencia nominal de fluencia para la obtención de la resistencia probable del acero no sea inferior a 1.3 o 1.4.

- Para la evaluación del cortante en las columnas, se discriminó la forma en que se obtiene éste en las columnas del primer piso y las de pisos superiores (ecuaciones 3 y 4 respectivamente).



- Además de verificar el cumplimiento de Columna fuerte-Viga débil mediante la ecuación 1 con $\lambda_c=1.0$, se usó también la ecuación 2 para la cual las dimensiones seleccionadas cumplieron con $\kappa \geq 1.3$; en este caso $\kappa = 1.5$ generalmente.
- Requisitos mínimos adicionales sugeridos por la NSR-10 fueron tomados en cuenta.

Para los análisis inelásticos, debido a la regularidad relativa de la edificación, se seleccionó un pórtico crítico representativo del comportamiento de la estructura. Un análisis bi-dimensional en este caso sirve para verificar, la jerarquía de falla, aunque es bien sabido que para la integridad de una columna, se deben considerar también la posible rotulación simultánea de vigas en planos ortogonales entre sí, con lo cual el momento demandado por las vigas sobre la columna va a incrementarse en aproximadamente $\sqrt{2}$ si las vigas tienen refuerzos similares, mientras que la resistencia bi-axial de la columna será casi del mismo orden que la resistencia en una sola dirección.

Se sometieron las estructuras a tres sismos, con aceleraciones máximas de 0.32g, 0.42g, y 0.64g (los cuales serán identificados en este documento como Amax. 0.32g, Amax. 0.42g y Amax. 0.64g respectivamente) para evaluar su comportamiento. El sismo inicialmente se seleccionó compatible con el espectro, sin embargo, debería de generarse una secuencia de colapso deseada independiente de las características del mismo.

5. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

El análisis *pushover* y el análisis cronológico inelástico se realizó con el software Ruaumoko (Carr, 2004). De los análisis *pushover* se obtuvo la curva de capacidad para seis diseños distintos (3 pórticos diseñados por capacidad y 3 diseñados convencionalmente). La estructura base diseñada convencionalmente arrojó una capacidad de desplazamiento máximo de 40cm, presentando rotulación en la base de las columnas del primer piso y con limitado comportamiento inelástico de las vigas en general. La estructura diseñada por capacidad presentó un incremento sustancial en la capacidad de desplazamiento con 55cm aproximadamente. Los modelos diseñados por capacidad presentaron un mayor nivel de contribución a la rotulación por parte de las vigas, las cuales en términos generales desarrollaron curvaturas mayores que los modelos diseñados de manera tradicional (Figura 5).

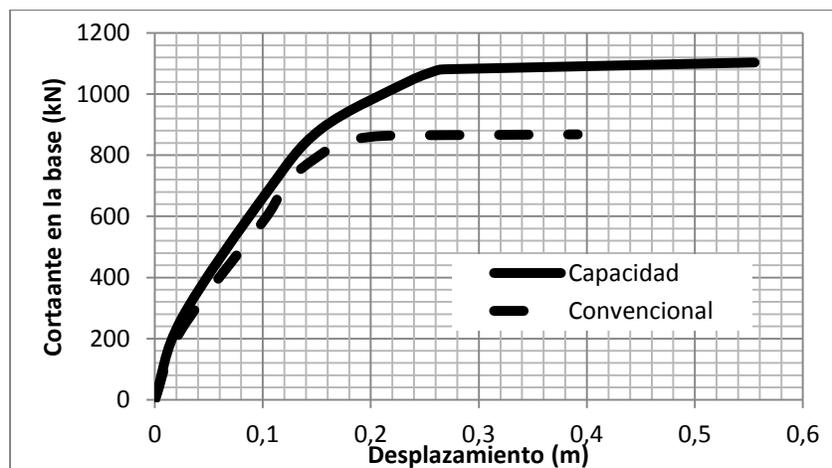


Figura 5: Curvas de capacidad para el diseño convencional y el diseño por capacidad.

Se pueden observar algunos aspectos importantes en la respuesta de los modelos diseñados por capacidad y convencionalmente cuando estos son sometidos a los tres sismos mediante un análisis cronológico inelástico. Para ambos modelos las derivas máximas no se generan en los primeros pisos. Las derivas en el primer nivel son sustancialmente reducidas para la estructura diseñada con los principios del diseño por capacidad sugerido comparadas con las derivas máximas obtenidas en los modelos diseñados convencionalmente. Las derivas en los tres primeros pisos son menores para los modelos diseñados por capacidad mientras que éstas son menores en los pisos cuatro y cinco para los modelos diseñados convencionalmente (Ver Figura 6). Estas son las derivas máximas durante todo el movimiento; sin embargo, estas no ocurren necesariamente en todos los pisos en el mismo instante de tiempo.

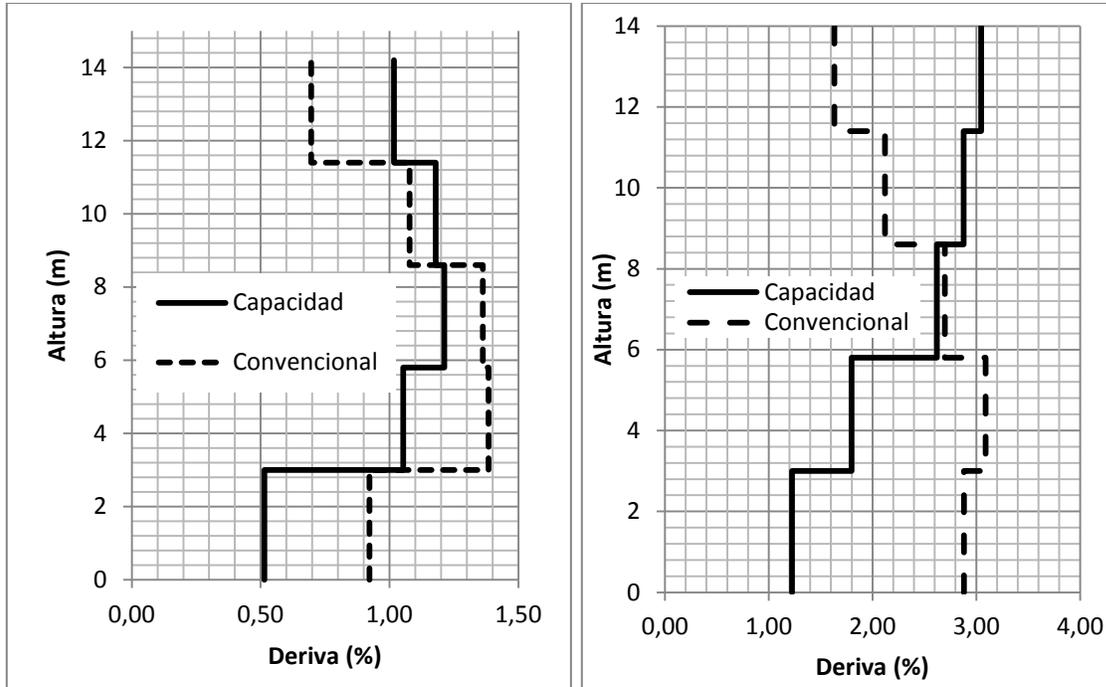


Figura 6: Derivas Máximas por piso. a) Para el sismo Amax. 0.32g. b) Para el sismo Amax. 0.64.

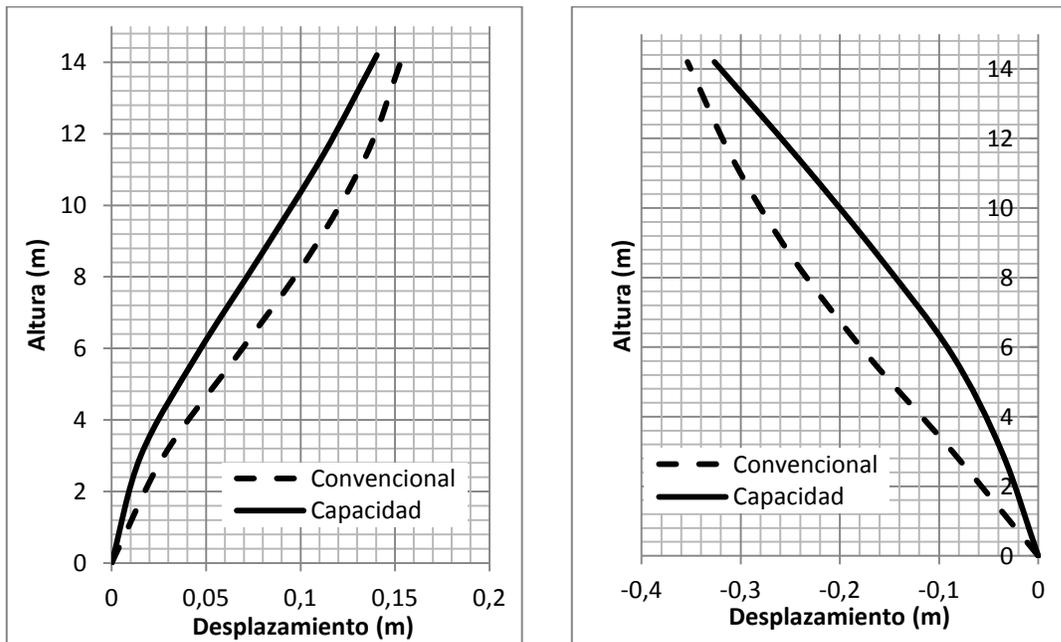
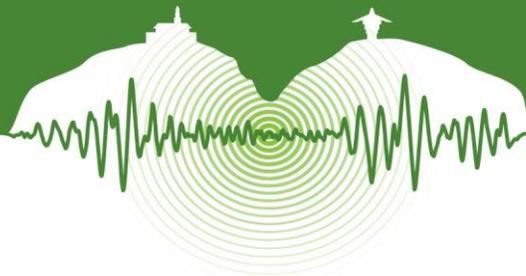


Figura 7: Perfil para desplazamiento máximo del último piso con Amax. 0.32g y 0.64g.



La Figura 7 muestran los perfiles de desplazamientos cuando en el piso superior ocurre el desplazamiento máximo. De nuevo se observa que los desplazamientos para los modelos diseñados por capacidad son menores (promedio entre 2.5 y 3 cm menos) lo cual es de esperar por su mayor rigidez. Esto se debe al establecimiento del objetivo de desempeño que busca el comportamiento elástico de las columnas para el sismo de diseño. La Figura 8 muestra los lugares donde se generaron rótulas plásticas para el sismo Amax. 0.64g. Esto da una idea de la forma no deseada en la que se puede plastificar una estructura si no se realiza una distribución juiciosa de la resistencia en los diferentes elementos de la misma y se proporciona una capacidad de ductilidad confiable.

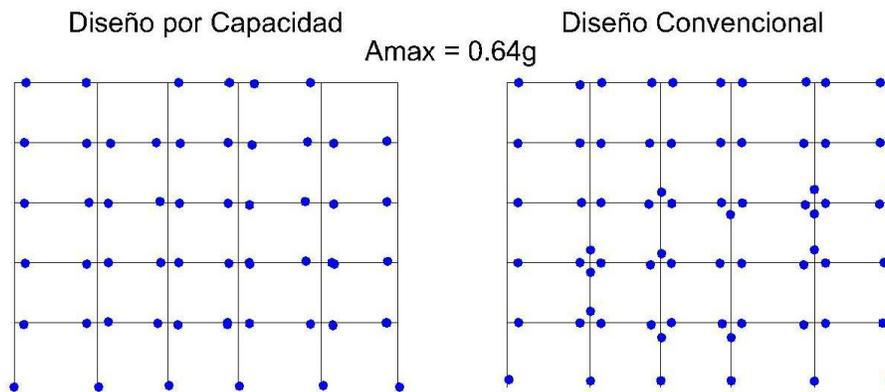


Figura 8: Distribución de la plastificación en los elementos de los pórticos los dos diseños.

6. CONCLUSIONES

Mediante la revisión de literatura y modelación numérica se analizaron algunas recomendaciones que, según el criterio de los autores, son insuficientes para un comportamiento estructural adecuado y eficiente. En primer lugar deben seleccionarse, o definirse, niveles de desempeño para proceder a utilizar factores multiplicadores de la demanda en las columnas. Es decir, si el desempeño esperado no requiere limitar el comportamiento de las columnas al rango elástico, los factores sugeridos se podrían reducir. El hecho de no establecer desde el inicio del proceso de diseño lo que se quiere (objetivo de desempeño), resulta en estructuras diseñadas convencionalmente por la NSR-10 que, aunque son en muchos casos resistentes y dúctiles, su comportamiento presenta altos niveles de incertidumbre en cuanto a la secuencia de falla.

El límite superior para un aumento en la resistencia a la fluencia con respecto a su valor nominal que permiten las normas técnicas colombianas a los fabricantes de acero de refuerzo debe ser reducido, o en su defecto se debe aumentar el valor mínimo de sobre-resistencia del acero recomendado (actualmente 1.25) para el cálculo de la resistencia probable de las secciones de concreto reforzado.

La relación h/l entre las vigas y columnas que coinciden en un nudo estructural es fundamental para el comportamiento global de sistemas aporticados, especialmente porque influyen en la jerarquía de falla, que no es solo una función de la sección sino del elemento.

No es descabellado proponer el no uso de factores de reducción de resistencia a flexión en las zonas de rótula plástica para inducir la rotulación de vigas en los lugares pre-definidos, lo cual es equivalente a usar un factor de reducción $\phi = 1.0$. Sin embargo, es obvio que estos factores se deben mantener para zonas distintas a las de rótulas plásticas. Una práctica muy común en el diseño convencional es el sobre-reforzar las vigas en las zonas confinadas, lo cual altera muchas veces (de manera no intencional) la formación y la localización de rótulas plásticas.

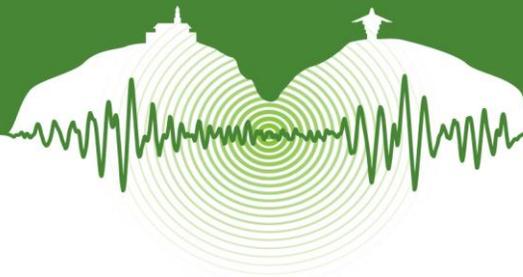
De aplicarse juiciosamente la redistribución de momentos se puede optimizar el diseño por capacidad, que de otra forma parecería muy costoso. Muchos ingenieros han aprovechado las potencialidades de los computadores dando mayor énfasis en hacer las cosas más rápido que en hacerlas mejor; el detallado de elementos de concreto reforzado, incluyendo la redistribución de momentos, es un arte que no se puede delegar completamente a los computadores. Un diseño por



capacidad bien implementado puede inclusive generar estructuras más tolerables a un comportamiento frágil, aún si la metodología de análisis usada tiene inconsistencias serias en su principios.

7. REFERENCIAS

- Bachmann, H., Linde, P., and Wenk, T. 1994. Capacity design and nonlinear dynamic analysis of earthquake-resistant structures. 10th European Conference on Earthquake Engineering (ECEE), Vienna, Aug. 28-Sept. 2.
- Carr, A.J. 2004. Ruaumoko Manual Volumes 1 & 2, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Computers and Structures, Inc. 2009. SAP 2000: static and dynamic finite element analysis of structures. Nonlinear Version 14.0.0. Berkeley (CA); .
- González, V.; Botero, J. C.; Rochel, R.; Vidal, J.; Alvarez, M. 2005. Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia. *Ingeniería y Ciencia*, Vol 1, N° 1, pp. 67-76.
- Paulay, T. and Priestley, M. J. N. 1992. *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. John Wiley & Sons, INC. A Wiley Interscience Publication.
- Priestley, M. J. N. 1993. Myths and Fallacies in Earthquake Engineering – Conflicts between Design and Reality. *Bulletin NZSEE*, Vol 26, N° 3, pp. 329-341.
- Valencia-Mina, W. 2005. Use of deformation-based methodologies to check traditional vulnerability assessment. Trabajo para obtención de Diploma en Étude Complémentaire Université de Genève, 2005



Comportamiento dinámico de muros de mampostería no estructural reforzados mediante polímeros reforzados con fibra. Dynamic behavior of non-structural masonry walls reinforced with fiber reinforced polymer.

Camilo Vega¹, Nancy Torres²

¹Ingeniero Civil, Candidato a M.Sc. Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Bogotá, Colombia.

²M.Sc. Profesora Asociada, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Bogotá, Colombia.

RESUMEN

En muchos países predominan las viviendas construidas con muros de mampostería en arcilla no reforzada, dando lugar a edificaciones de baja resistencia y ductilidad, muy vulnerables a eventos sísmicos. Esto ha quedado demostrado con la experiencia de sismos precedentes, donde el comportamiento de las edificaciones con muros no estructurales fue inadecuado debido a su poca capacidad de disipación de energía, produciendo en los muros, grandes fallas que llevaron incluso al colapso de ellas.

Investigaciones realizadas demuestran que el uso de reforzamiento de polímeros reforzados con fibras de carbono (CFRP por sus siglas en inglés) adheridos a muros de mampostería puede mejorar la capacidad de disipación de energía de los mismos convirtiéndolos en muros resistentes a cargas laterales.

En el presente artículo se exponen los resultados del proyecto de investigación desarrollado en la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, donde se evaluó el comportamiento ante cargas laterales en muros de mampostería no estructural, al ser reforzados mediante polímeros reforzados con fibra de carbono. En el programa experimental, fueron construidos 8 muros de mampostería de arcilla, a escala real, utilizando bloque No. 5, usado comúnmente en este tipo de edificaciones; 4 de ellos tenían dimensiones de 1,23 m de largo por 1,90 m de alto, y 4 de 2,47 m de largo por 1,90 m de alto. Cuatro muros fueron ensayados ante carga lateral estática (dos sin reforzar, utilizados como base para conocer la resistencia de los muros sin refuerzo y dos reforzados, para establecer el protocolo de carga); los cuatro restantes se reforzaron y ensayaron ante carga lateral cíclica en su plano.

Fueron comparadas las respuestas de los muros, en cuanto a comportamiento histerético, carga máxima y relación entre carga máxima y cantidad de fibra usada para las diferentes configuraciones de reforzamiento, obteniéndose una mejor eficiencia de este último parámetro en los especímenes reforzados con la configuración en diagonal. Los resultados muestran que el material de refuerzo mejoró significativamente la capacidad de carga última de los muros, se mitigó la falla súbita ya que fueron progresivas y menos frágiles, logrando de esta manera, un mejor nivel de desempeño.

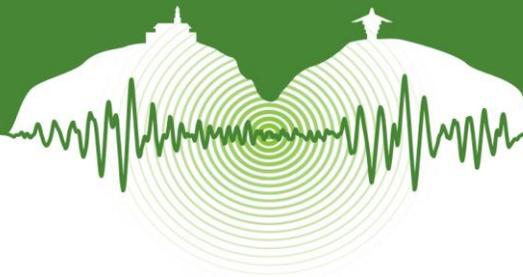
Palabras clave: Mampostería no estructural, polímeros reforzados con fibra, comportamiento dinámico, reforzamiento sísmico.

ABSTRACT

In many countries, buildings are made with unreinforced clay masonry walls, producing constructions with low resistance and ductility, very vulnerable to seismic events. This has been observed in previous earthquakes experiences, where the buildings behavior with non- structural walls was inadequate due to their low ductility and their low capacity of dissipation of energy, producing within them big failures that even made them collapse.

Investigations have revealed that the use of reinforced polymers with carbon fiber (CFRP) bonded to masonry walls can increase the walls capacity of dissipation of energy, turning them into more resistant walls to lateral loads.

¹ camilovega2802@gmail.com



This article reports the results obtained from the research project developed at the Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, where the behavior of non- structural masonry walls regarding lateral loads when reinforced by polymers reinforced by carbon fiber was evaluated. In the test program 8 clay masonry walls were built at a normal scale, using brick No. 5, which is the one normally used in this type of buildings. From the 8 walls, half of them were 1,23 meters long by 1,90 meters high and the other half of 2,47 meters long and 1,90 meters high. Four walls were tested with static lateral load, (two unreinforced, used as a basis to detect the resistance of the walls without reinforcement and, two reinforced, to establish the protocol of load); the other four were reinforced and tested with cyclical lateral load in its plane.

The answers of the walls were compared regarding the hysteretic behavior, maximum load and relationship between maximum load and amount of reinforcement used for the different reinforcement configurations, obtaining a better performance of the latter in the elements reinforced with the diagonal configuration. The results revealed that the reinforcement material significantly increased the ultimate load capacity, the sudden failure decreased because they were progressive and less fragile, attaining better performance levels of these elements.

Keywords: Non-structural masonry, fiber reinforced polymers, dynamic behavior, seismic retrofitting.

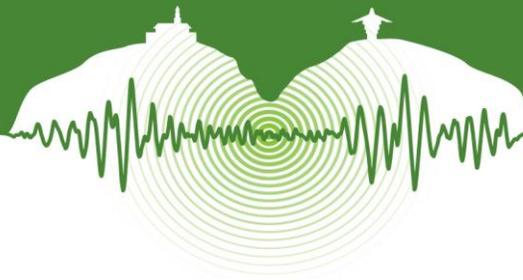
1 INTRODUCCIÓN

En Colombia y Latinoamérica predominan las viviendas construidas con muros de mampostería en arcilla no reforzada, dando lugar a edificaciones de baja resistencia y ductilidad, muy vulnerables a sismos. Esto ha quedado demostrado con la experiencia de sismos precedentes, como el de Popayán (Colombia) en 1983, Northridge (E.U) en 1994, eje cafetero (Colombia) en 1999, Tecmán (México) en 2003, la región central costera de Chile en 2010, entre otros, donde el comportamiento de las edificaciones con muros no estructurales fue inadecuado debido a su baja ductilidad y poca capacidad de disipación de energía, produciendo en ellos grandes fallas que llevaron incluso al colapso total. Si a esto se suma que este tipo de viviendas, en su mayoría son construidas sin una supervisión técnica adecuada y se encuentran ubicadas en zonas geológicas con un grado de amenaza sísmica considerable, las posibilidades de presentarse fallas son aún mayores.

Los polímeros reforzados con fibra (FRP por sus siglas en inglés) son compuestos que se han convertido en una alternativa a los materiales tradicionales para el reforzamiento de estructuras de mampostería; son ligeros, no corrosivos y presentan una alta resistencia a la tracción y módulo elástico; adicionalmente están disponibles en el mercado en diferentes presentaciones, incluyendo láminas y barras de refuerzo (ACI 440-7R, 2010, p. 3). Existen dos técnicas de reforzamiento con FRP que pueden ser utilizadas para rehabilitar estructuras de mampostería. Una de ellas, y que fue la utilizada en este proyecto, es la de adherir externamente telas o bandas de FRP a los muros de mampostería, mediante un adhesivo. Las telas de FRP son típicamente tejidas con fibras individuales orientadas en una, dos o varias direcciones en láminas delgadas sin una matriz de unión. Las bandas por su parte, cuentan con una fibra unidireccional incorporada dentro de una matriz de resina que se adhiere a la superficie del muro mediante un epóxico (Tumialan et al., 2009, pp. 12-13).

El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR – 10, reconoce como un tipo de mampostería estructural, la mampostería reforzada exteriormente, mediante una malla electrosoldada embebida dentro de una capa de revoque (pañete), la cual se fija a los muros mediante conectores y clavos. Como alternativa a este tipo de reforzamiento, en esta investigación se buscó estudiar el comportamiento de muros de mampostería de arcilla no estructurales sometidos a cargas laterales en su plano, reforzados mediante polímeros reforzados con fibra de carbono. En los muros de prueba se utilizaron dos configuraciones de reforzamiento; una en grilla, conformada por bandas dispuestas horizontal y verticalmente, y otra en diagonal, conformada por bandas orientadas formando un ángulo aproximado de 45° con la horizontal. Fueron construidos ocho muros de mampostería de arcilla, a escala real, utilizando bloque No. 5, usado comúnmente en este tipo de edificaciones; la mitad de ellos tenían dimensiones de 1,23 m de largo por 1,90 m de alto, y la otra mitad de 2,47 m de largo por 1,90 m de alto.

Los resultados de los ensayos mostraron un aumento en la capacidad de carga última de los muros alcanzando resistencias de hasta 18.8 veces al compararlo con el muro sin refuerzo; se obtuvieron fallas menos frágiles y más progresivas logrando de esta manera un mejor desempeño en este tipo de elementos.



2 ANTECEDENTES

Las cargas en el plano del muro, pueden producir fallas que se caracterizan por la formación de grietas de tensión frágiles a través del mortero y la unidad de mampostería y una pérdida repentina de la capacidad de carga lateral. La guía ACI 440.7R-10 reconoce tres (3) modos de falla de muros de mampostería no reforzada sometida a cargas en su plano: deslizamiento de la junta del mortero de pega, tensión diagonal y aplastamiento en la base del muro. En la Figura 1 se presentan estos modos de falla. Los dos primeros modos están controlados por un comportamiento a corte en el cual, el deslizamiento puede generarse a lo largo de una junta horizontal o a lo largo de una grieta diagonal; la tensión diagonal se caracteriza por grietas diagonales que se pueden propagar a través de las juntas de mortero y las unidades de mampostería. Finalmente, el modo de falla tres está controlado por la flexión y se caracteriza por la formación de este tipo de grietas (flexión) y la compresión de las unidades de mampostería en la base cuando se supera su esfuerzo ante esta sollicitación, lo que trae consigo una pérdida en la capacidad de carga del muro.

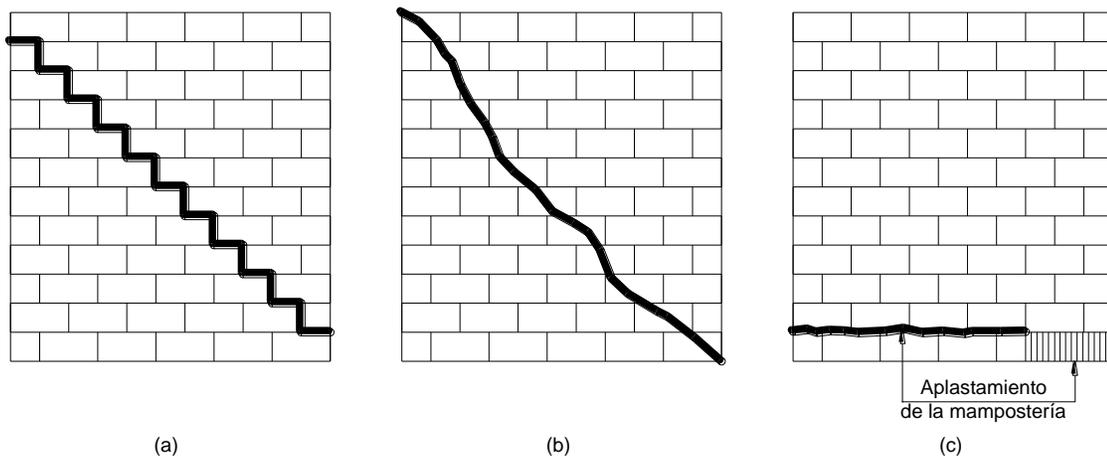


Figura 1: Modos de falla de la mampostería no reforzada sometida a cargas en su plano.

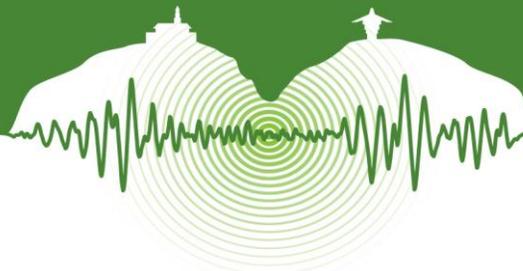
(a) Deslizamiento de la junta, (b) Tensión diagonal, (c) Aplastamiento en la base.

Fuente: Tomado de la Guía ACI 440.7R-10. p. 23.

Investigaciones en el mundo y en Colombia demuestran que el uso de reforzamiento de polímeros reforzados con fibras de carbono (CFRP) adheridos a muros de mampostería puede mejorar la capacidad de disipación de energía de los mismos convirtiéndolos en muros resistentes a cargas laterales (Tumialan, et al., 2009). Este sistema de reforzamiento tendría algunas ventajas respecto a sistemas tradicionales pues requieren menos demoliciones, sería una técnica no invasiva y como resultado habría menor producción de polvo, ruido y escombros. Otros autores también afirman que el reforzamiento de muros de mampostería con compuestos de FRP produce un aumento de la rigidez lateral de los muros y les permiten alcanzar una mayor deformación en comparación con los muros no reforzados mejorando así su capacidad a flexión y ductilidad (Elgawady et al., 2006).

Schwegler (1995) investigó métodos para mejorar la capacidad de muros de corte de mampostería con láminas de FRP; el objetivo de este estudio fue determinar la forma de aumentar la ductilidad del sistema, generar una distribución uniforme de grietas y aumentar la capacidad de carga. La fibra de carbono se colocó con una orientación diagonal en los muros de mampostería y se ancló mecánicamente a las losas contiguas de concreto reforzado. Los resultados de los ensayos, mostraron que el muro tuvo un aumento en la resistencia a la rotura y el desplazamiento de 50% a 300% respectivamente, en comparación con el espécimen sin ningún sistema de refuerzo aplicado a la superficie.

Valluzzi et al. (2002) estudiaron el comportamiento al corte de especímenes de mampostería reforzados con láminas de FRP; en el programa experimental construyeron muestras de prueba de 0,51 m de largo, 0,51 m de alto y 0,12 m de espesor con ladrillos macizos. El reforzamiento se evaluó colocando las fibras en una cara y en ambas caras, las muestras fueron sometidas a pruebas de tracción diagonal; las no reforzadas presentaron una falla frágil a lo largo de la diagonal y los especímenes reforzados por una sola cara también presentaron un patrón de falla con una grieta a lo largo de la diagonal con cargas de falla incluso inferiores a las de los especímenes sin refuerzo. En cuanto a las configuraciones de reforzamiento, el refuerzo en diagonal mostró un mejor compor-



tamiento que el reforzamiento en cuadrículas (horizontal y vertical), sin embargo, este último tuvo una mejor distribución de esfuerzos produciendo una propagación de grietas y causando fallas menos frágiles. Por otro lado, en los especímenes reforzados por ambas caras, el mecanismo de falla se presentó por el desprendimiento o ruptura de la lámina de la superficie del muro aumentando la resistencia a la rotura del muro notablemente. Una de las conclusiones finales de la investigación está relacionada con la falta de eficacia del sistema cuando se utiliza reforzamiento por un solo lado del muro, en términos de la capacidad de corte.

Elgawady et al. (2006) estudiaron el comportamiento sísmico en el plano de muros de mampostería reforzados con compuestos de FRP; ensayaron once muros utilizando configuraciones de reforzamiento en diagonal y cubriendo completamente el muro de fibra encontrando un aumento en la resistencia lateral entre 1,3 y 2,9 veces al compararla con los muros sin refuerzo.

Marcari *et al.* (2007) construyeron especímenes de prueba de 1,57 m de altura, 1,48 m de largo y 0,53 m de ancho, buscando representar los muros típicos de construcciones antiguas del sur de Italia, con el fin de evaluar el comportamiento a corte en el plano. Los especímenes se reforzaron con fibra de carbono con una configuración de refuerzo en diagonal y en grilla; se ensayaron colocando una carga axial en compresión constante de 400 kN, y la carga lateral se aplicó en función del desplazamiento, a razón de 2 mm/s, hasta alcanzar la falla de los muros. Los resultados de la investigación mostraron un mejoramiento de la resistencia al corte, con un aumento de la rigidez lateral de los muros reforzados con FRP.

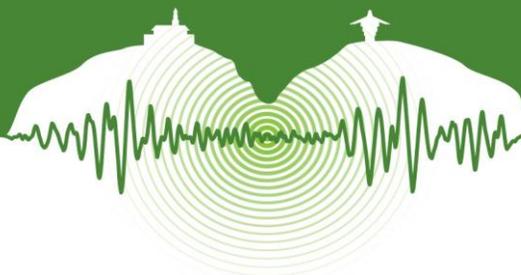
Santa María y Alcaino (2008) estudiaron la resistencia al corte en el plano de muros de mampostería reforzados exteriormente con fibras de carbono (CFRP). En su investigación construyeron 16 muros de dimensiones 2,40 x 1,98 x 0,14 m, utilizando dos configuraciones de reforzamiento, una horizontal y otra en diagonal. Todos los muros se sometieron a carga cíclica en el plano y carga vertical constante; los muros tuvieron aumentos importantes en su capacidad de deformación lateral, aumentando entre 70% y 110% la deformación asociada a la carga máxima. El refuerzo de CFRP redistribuyó las grietas y disminuyó su espesor, se observó que si el refuerzo de CFRP se distribuye en el muro, la falla es menos frágil al compararlo con los muros con refuerzo centralizado.

Mosallam y Banerjee (2011) elaboraron 6 especímenes de prueba de 1.83 x 1.83 m de mampostería de concreto reforzados con materiales compuestos y los sometieron a carga cíclica en el plano para estudiar su comportamiento a corte. Los resultados de la investigación mostraron una ganancia en la resistencia al corte de hasta un 35% al compararlo con los muros sin refuerzo.

Kalali y Kabir (2012) realizaron ensayos de tracción diagonal en muros de mampostería reforzados con fibra de vidrio (GFRP) para evaluar la eficiencia al corte, para esto, construyeron 7 especímenes de prueba, de los cuales 2 se ensayaron sin ningún tipo de refuerzo y los 5 muros restantes se reforzaron con configuraciones en diagonal, en grilla y cubriendo completamente la superficie del muro. Los resultados de la investigación mostraron que la resistencia al corte aumentó entre 2.45 a 4.32 veces con respecto a los muros sin refuerzo. La capacidad de desplazamiento y la ductilidad (disipación de energía) también aumentaron. En cuanto a las configuraciones de reforzamiento, la diagonal resultó ser más eficiente que la de grilla; con el reforzamiento se obtuvo una falla menos frágil hasta el punto donde la fibra comenzó a desprenderse de la cara del muro.

En Colombia también se han realizado investigaciones para evaluar el desempeño de muros de mampostería cuando se refuerzan con polímeros reforzados con fibra. López (2012) desarrolló una investigación donde estudió el comportamiento estructural bajo cargas laterales cíclicas en el plano de pórticos de concreto con muros de relleno conformado por unidades macizas de mampostería en concreto, reforzados con tejidos de polímeros reforzados con fibra de carbono adheridos externamente en la mampostería. Construyeron 6 especímenes de dimensiones 2.15x1.50x0.15 m. Con una configuración de reforzamiento en grilla. Los resultados de la investigación mostraron incrementos en la resistencia entre 3.0 y 3.7 veces con respecto a los especímenes sin reforzar. La capacidad de deformación también mejoró alcanzando valores de hasta el 3.0% de la altura del elemento.

Bastidas et al. construyeron 26 muretes de mampostería de arcilla de bloques de perforación horizontal y un muro a escala real de 2.2 x 3.0 x 0.09 m, y los reforzaron con fibra de vidrio (GFRP) utilizando diferentes configuraciones de reforzamiento. Los muretes fueron sometidos a ensayos de tracción diagonal y el muro a escala real, fue sometido a carga cíclica en el plano. Los resultados de la investigación de Bastidas et al. encontraron que el reforzamiento de estructuras de mampostería con materiales compuestos es de gran ayuda a la hora de reducir los daños causados por fenómenos telúricos. Estos materiales mejoran la resistencia al corte y capacidad de deformación del sistema, reduciendo el daño global y generando una mayor estabilidad de la estructura.



3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Caracterización de materiales

Los muros de mampostería fueron construidos utilizando bloque de arcilla de perforación horizontal, conocido tradicionalmente en el medio colombiano como bloque No. 5 de dimensiones 0.30x0.20x0.12 m y una resistencia a la compresión promedio de 9.8 MPa. Las unidades de mampostería fueron pegadas con mortero de resistencia a compresión promedio de 20 MPa, igualmente, se realizaron ensayos de compresión en muretes (prismas) obteniendo una resistencia a compresión promedio, f_m , de 5.3 MPa. Los concretos utilizados para las vigas de cimentación, vigas de borde superior y el sistema de anclaje tenían una resistencia a compresión a los 28 días de 28 MPa; el acero utilizado en los elementos de concreto fue de Grado 60 con una resistencia a la fluencia mínima de 420 MPa.

El material de refuerzo externamente adherido a los muros consistió en tejidos de fibra de carbono de 0.34 mm de espesor, 4200 MPa de resistencia a la tensión y 240000 MPa de módulo de elasticidad; para fines de diseño del reforzamiento, los valores reportados por el fabricante de la fibra curada con el adhesivo epóxico, fueron de 1.02 mm de espesor, 651 MPa de resistencia a tensión y 62354 MPa de módulo elástico.

3.2 Descripción de los muros

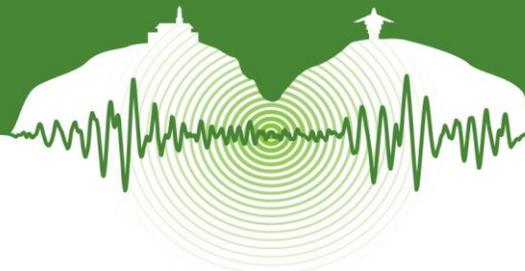
En el programa experimental fueron construidos 8 muros de mampostería de arcilla, cuatro de ellos, denominados muros cortos, tenían dimensiones de 1,23 m de largo por 1,90 m de alto y los cuatro restantes, denominados muros largos, tenían dimensiones de 2,47 m de largo por 1,90 m de alto. La altura de los dos tipos de muros requirió de nueve (9) hiladas de bloque, estas dimensiones de muros seleccionadas representan las construcciones de este tipo en Colombia. Los especímenes fueron colocados sobre una viga de cimentación de 0.25x0.30 m de sección transversal y 1,73 m de longitud para los muros cortos y 2.97 m para los muros largos. En la parte superior de los muros se construyó una viga de borde de 0.15x0.15m de sección transversal cuya longitud estaba determinada por el largo del muro. Los espesores del mortero de pega variaron entre 7 y 13 mm para un promedio aproximado de 10 mm (1 cm).

La Tabla 1 presenta el resumen de los ensayos realizados con la configuración de reforzamiento y área de refuerzo utilizada en cada uno de los muros de prueba. En el código de identificación de cada espécimen, el primer término indicaba si el espécimen estaba reforzado, R o no, SR; el segundo, la configuración de reforzamiento, G si era en grilla o D si era en diagonal; el tercer término el tamaño del muro, C para muro corto, L para muro largo; finalmente el último término indicaba si el ensayo era estático, ES o dinámico, DI.

Tabla 1: Resumen de los ensayos realizados

ESPECÍMEN N°	CONFIGURACIÓN REFORZAMIENTO	TIPO DE ESPECÍMEN	TIPO DE ENSAYO	CÓDIGO DE IDENT.	ÁREA DE REFUERZO (m ²)
1	-	Corto	Estático	SR-C-ES	-
2	-	Largo	Estático	SR-L-ES	-
3	Grilla	Corto	Estático	R-G-C-ES	1.20
4	Diagonal	Largo	Estático	R-D-L-ES	1.10
5	Grilla	Corto	Dinámico	R-G-C-DI	1.20
6	Diagonal	Largo	Dinámico	R-D-L-DI	1.10
7	Diagonal	Corto	Dinámico	R-D-C-DI	0.78
8	Grilla	Largo	Dinámico	R-G-L-DI	2.03

El material de refuerzo consistió en tejidos de fibra de carbono adherido a la superficie externa de los muros de mampostería, mediante un adhesivo epóxico, este reforzamiento fue realizado solo por una cara; se utilizaron dos configuraciones de reforzamiento, una en grilla y otra en diagonal. La primera estaba conformada por tiras de tejido de fibra de carbono colocadas horizontal y verticalmente; con esta orientación, se buscó que las tiras horizontales asumieran los esfuerzos por corte y las verticales los es-



fuerzas producidos por los efectos de flexión; se utilizaron 5 tiras horizontales de 0.10 m de ancho colocadas cada 40 cm entre centro y centro de cada tejido; verticalmente, se utilizaron dos tiras ubicadas cerca a los extremos de los muros de 0.10 m de ancho para los muros cortos y 0.15 m de ancho para los muros largos (Figura 2). La configuración en diagonal estaba conformada por tiras colocadas formando un ángulo aproximado de 45° con la horizontal; con esta orientación, se buscó que una parte de estos tejidos asumieran los esfuerzos por corte y otra parte los esfuerzos producidos por los efectos de flexión. Se utilizaron 4 tiras de 0.10 m de ancho para los dos tipos de muros (Figura 3).

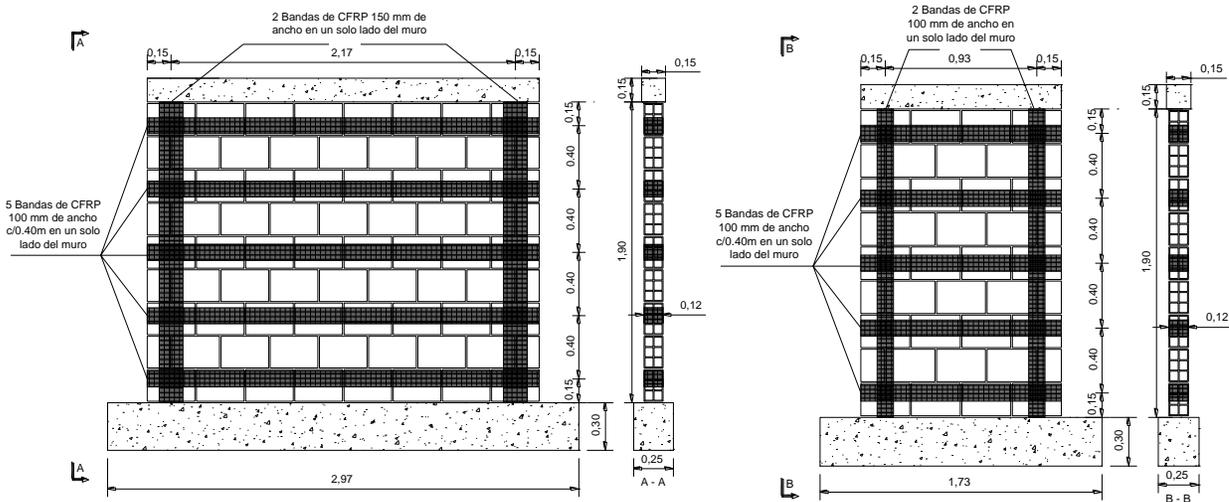


Figura 2: Dimensiones y reforzamiento en grilla de los muros. Unidades en metros.

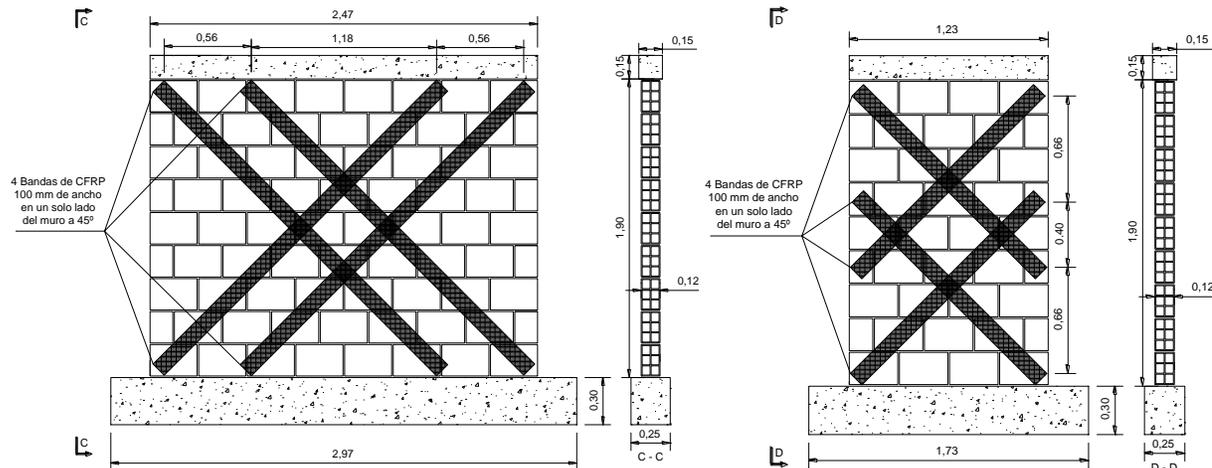
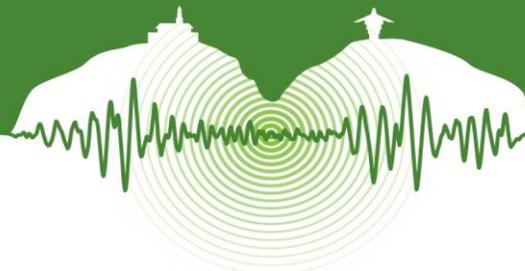


Figura 3: Dimensiones y reforzamiento en diagonal de los muros. Unidades en metros.

Para garantizar la continuidad o monolitismo de los muros con la cimentación con el fin de lograr que el material de refuerzo del muro, en este caso la fibra de carbono, y el muro en sí mismo, trabajaran adecuadamente frente a las solicitaciones a las que eventualmente podrían estar sometidos y evitar que se presentara una falla en el anclaje, antes de que trabaje la fibra y el muro en conjunto, que es el objeto de todo reforzamiento, fue necesario estudiar diferentes mecanismos de anclaje hasta encontrar el óptimo para este requerimiento constituido por un macizo de concreto en la base. El anclaje escogido consistió en eliminar los dos ladrillos de las esquinas de la base de los muros cortos y para los muros largos se eliminaron más unidades de mampostería de tal manera que se produjera un trabe entre el macizo de concreto y el muro de mampostería. En reemplazo de estas unidades se fundieron macizos de concreto anclados a la cimentación con 2 barras #4 una profundidad de 15 cm. dejando un espacio para que pudiera pasarse el FRP con el ancho calculado, a través del macizo en medio de las dos barras; el macizo se fundió en dos etapas; en la primera etapa, se fundió la parte superior colocando una sección de icopor en la parte baja de la formaleta de aproximadamente 8 cm de espesor. Una vez fraguada esta primera etapa, se eliminó el icopor y se colocó la fibra pasándola por la parte baja



del macizo ya fundido; seguido a esto se realizó la segunda fundida de concreto completando el macizo y dejando la fibra en medio del mismo (Figura 4).

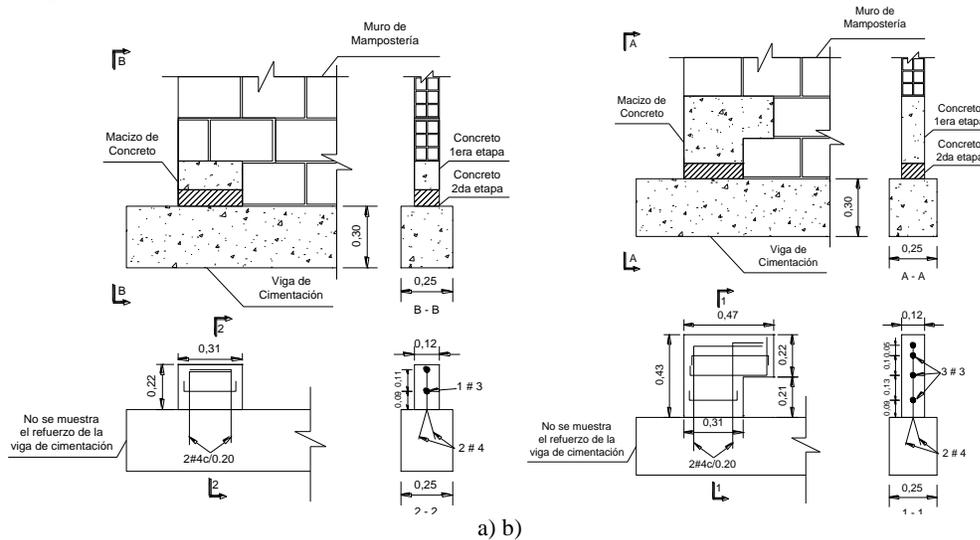


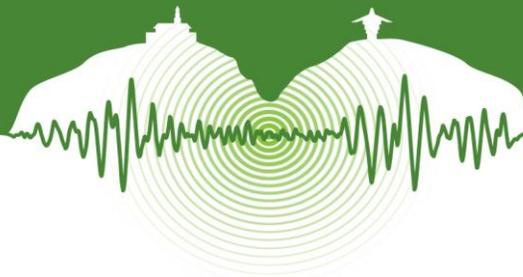
Figura 4: Dimensiones y refuerzo del sistema de anclaje a) Macizo muro corto, b) Macizo muro largo. Unidades en metros.

3.3 Descripción del ensayo

Para los ensayos estáticos se colocó cada espécimen de prueba en un marco de carga; se instrumentó por medio de deformímetros mecánicos de sensibilidad 10-2 milímetros, estos se ubicaron en la cara opuesta a la aplicación de carga (uno superior, $\delta 1$ y otro inferior $\delta 2$, para medir el desplazamiento lateral), Adicionalmente se colocó un cinta métrica en la parte extrema superior del muro para verificar los desplazamientos registrados. Se aplicó fuerza lateral por medio de un gato hidráulico de 250 kN de capacidad. La carga fue medida por medio de una celda de carga de 50 kN de capacidad y sensibilidad de 10 N. Para los ensayos dinámicos la instrumentación se realizó por medio de LVDTs en dirección horizontal; adicionalmente en los muros reforzados se emplearon galgas extensiométricas para medir las deformaciones unitarias en la fibra de carbono; para la aplicación de las cargas se empleó un actuador dinámico MTS de 250 kN de capacidad a tracción, 300 kN a compresión y 500 mm de recorrido. El proceso de carga fue suspendido al obtenerse la falla del muro, la cual superaba las condiciones de servicio. En la Figura 5 se presenta el montaje del ensayo monotónico, de uno de los muros de prueba.



Figura 5: Montaje del ensayo monotónico.



4 RESULTADOS EXPERIMENTALES

En las Figuras 6 y 7 se muestran los modos de falla obtenidos en los muros no reforzados y reforzados, respectivamente. Una descripción cualitativa muestra que para los especímenes sin refuerzo se presentó una falla por una de las hiladas del muro produciendo un aplastamiento en la zona de compresión del muro como se mencionó en la Figura 1 a). Al tener el material de refuerzo los muros presentan diferentes tipos de falla; los muros reforzados en diagonal presentan una grieta principal hasta llegar al material de refuerzo acompañados de una delaminación y desprendimiento (Pull off) de la fibra. Los muros con configuración en grilla y algunos en diagonal presentan una falla por rotura de la fibra en la zona cercana al anclaje.



Figura 6: Modos de falla de los especímenes no reforzados.



Figura 7: Modos de falla de los especímenes reforzados.

La Tabla 2 presenta los resultados obtenidos en cada uno de los ensayos realizados como son: carga máxima soportada por cada muro, tipo de falla obtenido y una relación entre la carga máxima soportada y el área del material de refuerzo utilizado.

Tabla 2: Resumen de los resultados de los ensayos

ESPÉCIMEN N°	CÓDIGO DE IDENT.	ÁREA DE REFUERZO (m ²)	CARGA MÁX. P _{MAX} (kN)	RELACIÓN P _{MAX} /A _{REF}	TIPO DE FALLA
1	SR-C-ES	-	1.3	-	FF-GP
2	SR-L-ES	-	8.2	-	FF-GP
3	R-G-C-ES	1.20	23.4	19.59	GP-RF
4	R-D-L-ES	1.10	40.9	37.28	GP-PO-DF
5	R-G-C-DI	1.20	24.1	20.19	GP-RF
6	R-D-L-DI	1.10	41.2	37.59	GP-PO-DF
7	R-D-C-DI	0.78	19.1	24.53	GP-PO-RF
8	R-G-L-DI	2.03	51.0	25.13	RF-DF

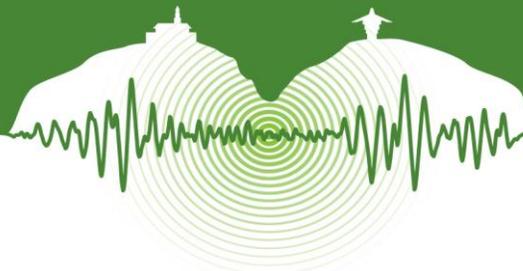
FF = Falla frágil

RF = Rotura de la fibra

GP = Grieta principal

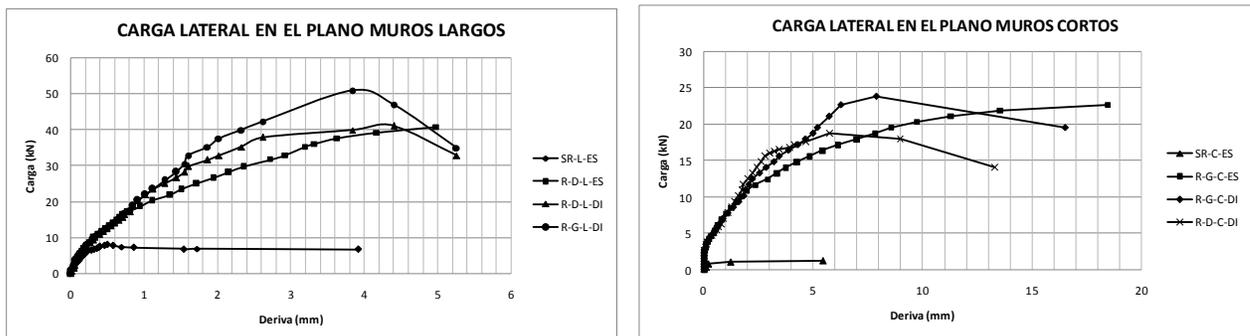
DF = Delaminación de la Fibra

PO = Pull off



A pesar de que los muros con configuración de refuerzo en grilla tienen un valor de carga máxima superior a los de la configuración de refuerzo en diagonal, estos últimos son más eficientes pues según el parámetro P_{MAX}/A_{REF} se observa un mejor comportamiento en esta configuración ya que requieren de menor área de refuerzo para resistir una determinada carga en comparación con la configuración en grilla que necesita una mayor cantidad de material de refuerzo. En cuanto a ganancia de resistencia de los muros reforzados con respecto a los muros sin refuerzo, se observa un importante aumento llegando a valores de hasta 18.8 veces en los muros cortos y 6.4 veces en los muros largos, demostrando la eficiencia de este sistema de reforzamiento.

La Figura 8 presenta las curvas de carga vs desplazamiento lateral obtenidas en cada uno de los ensayos realizados; las curvas correspondientes a los ensayos dinámicos (DI) representan la envolvente de las curvas de histéresis obtenidas para cada muro. En las gráficas se observa el aumento en la capacidad de carga última de los muros como se mencionó anteriormente; los especímenes sometidos a ensayos dinámicos tienen una resistencia ligeramente mayor que la obtenida en los ensayos estáticos. En las mismas gráficas también se puede apreciar que los desplazamientos en los muros largos son mucho menores que en los muros cortos debido a una menor esbeltez y una mayor rigidez en estos elementos.



a) b)

Figura 8: Carga vs Desplazamiento lateral; a) Muros Largos; b) Muros Cortos.

CONCLUSIONES

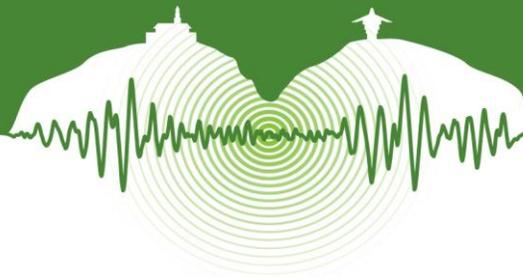
Los tejidos de fibra de carbono aumentaron sustancialmente la resistencia ante carga lateral de los muros reforzados respecto a los muros que no tenían material de refuerzo. A través de estos se mitigó la falla súbita ya que fueron progresivas y menos frágiles, logrando de esta manera, un mejor nivel de desempeño en este tipo de elementos.

Es importante recalcar que para lograr un buen comportamiento de los muros ante cargas laterales, bien sea con este sistema de reforzamiento (CFRP) o con el sistema aceptado por el NSR-10, se debe garantizar un eficiente sistema de anclaje de los muros a la cimentación.

Es necesario realizar más estudios que involucren más variables con el fin de obtener mayor confiabilidad de este sistema de reforzamiento, el cual puede convertirse en una alternativa eficiente al compararla con las técnicas de reforzamiento convencionales.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la **Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito** por la financiación parcial de este proyecto y a su personal del Laboratorio de Estructuras y Materiales por la construcción y posterior ensayo de cada uno de los muros de prueba; a las empresas **Sika Colombia S.A**, en especial al Ing. Jorge Rendón por su asesoramiento y acompañamiento en desarrollo del proyecto y a la **Ladrillera Prisma S.A** quienes también fueron patrocinadores de la investigación.



REFERENCIAS

- ACI Committee 440 and American Concrete Institute. 2010. *Guide for the design and Construction of externally bonded fiber-reinforced polymer systems for strengthening unreinforced masonry structures*. (7 ed.). Farmington Hills: American Concrete Institute.
- Bastidas, E., Molina, L., Yamin, L., Sarria, A., and Ortega, J. 2002. Non-Structural masonry walls strengthened with GFRP laminate. *Revista de Ingeniería*. Vol 16, pp. 4-11.
- Elgawady, M., Lestuzzi, P., and Bardoux, M. 2006. Aseismic retrofitting of unreinforced masonry walls using FRP. *Composites Part B: engineering*, Vol 37, N° 2-3, pp. 148-162.
- Kalali, A., & Kabir, M. 2012. Experimental response of double-wythe masonry panels strengthened with glass fiber reinforced polymers subjected to diagonal compression tests. *Engineering Structures*. Vol 39, pp. 24-37.
- López, H. 2012. *Comportamiento de muros diafragma en mampostería de concreto reforzados con tejidos de FRP*. Tesis de Maestría, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Bogotá D.C.
- Marcari, G., Manfredi, G., Prota, A., and Pecce, M. 2007. In-plane shear performance of masonry panels strengthened with FRP. *Composites Part B: engineering*. Vol 38, N° 6-7, pp. 887-901.
- Mosallam, A., & Banerjee, S. 2011. Enhancement in in-plane shear capacity of unreinforced masonry (URM) walls strengthened with fiber reinforced polymer composites. *Composites Part B: Engineering*. Vol 42, N° 6, pp. 1657-1670.
- Santa María, H., & Alcaíno, P. 2008. *Resistencia al corte de muros de albañilería reforzados exteriormente con fibras*. Paper presented at the XXXIII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Santiago, Chile.
- Schwegler, G. 1995. *Masonry Construction Strengthened with Fiber Composites in Seismically Endangered Zones*. Paper presented at the Tenth European Conference on Earthquake Engineering, Rotterdam, Netherlands.
- Tumialan, G., Vatovec, M., and Kelley, P. 2009. FRP Composites for Masonry Retrofitting: Review of Engineering Issues, Limitations and Practical Applications. *Structure magazine*, pp. 12-14.
- Valluzzi, M., Tinazzi, D., and Modena, C. 2002. Shear behavior of masonry panels strengthened by FRP laminates. *Construction and Building Materials*. Vol 16, N° 7, pp. 409-416.



Evaluación del desempeño sísmico de una vivienda de muros de hormigón armado

Seismic performance assessment of a reinforced concrete shear wall house

Mathias Haindl¹, Matías A. Hube^{2*} y Carlos Arteta³

¹Alumno de Postgrado, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile

²Profesor Asistente, Pontificia Universidad Católica de Chile y Centro Nacional de Investigación para la Gestión Integrada de Desastres Naturales, CONICYT/FONDAP/15110017, Santiago, Chile

³Profesor, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Norte, Barranquilla, Colombia

RESUMEN

El uso de muros de hormigón armado de espesor y cuantía de refuerzo reducida es una práctica cada vez más común en la construcción de viviendas de uno y dos pisos en Chile. En este país no existe una norma específica para el diseño sísmico de estas estructuras. Las normas vigentes para el diseño sísmico (Decreto DS60 y DS61) están orientada a edificios y su aplicación es muy conservadora para viviendas. El objetivo de este trabajo es evaluar el desempeño sísmico de una casa de muros de hormigón armado de dos pisos, cuya geometría es representativa de la construcción en Chile. Los muros son de 10 cm de espesor y están reforzados con una malla electrosoldada central. Actualmente, este tipo de armadura no está permitido para reforzar muros de hormigón armado. El desempeño sísmico de la estructura se evalúa usando la metodología FEMA P-695, que involucra un análisis no lineal estático y un análisis dinámico incremental. Para esta evaluación se desarrolla un modelo no lineal simplificado de la estructura utilizando OpenSees. Para simular el comportamiento no lineal de los muros se utilizan relaciones fuerza-desplazamiento propuestas en la literatura y que fueron obtenidas de ensayos experimentales. Para el análisis dinámico incremental se utiliza la aceleración máxima del suelo como medida de intensidad del movimiento del suelo. Como resultado de estos análisis se determina el factor de sobrerresistencia y la ductilidad, y se verifica la aceptabilidad del factor de modificación de la respuesta, R. Adicionalmente, se obtienen curvas de fragilidad de colapso de la estructura en función de la intensidad sísmica. Los resultados obtenidos permiten concluir que se debiese permitir el uso de muros de hormigón armado de 10 cm de espesor con malla de refuerzo central electrosoldada con cuantía mínima para el diseño de casas de hasta dos pisos en Chile.

Palabras Clave: Hormigón armado, muro, desempeño sísmico, fragilidad.

ABSTRACT

The use of reinforced concrete walls, with reduced thickness and reinforcement ratios, is becoming a common practice in the construction of dwellings in Chile. For these structures, this country does not have a specific standard for their seismic design. Current seismic design standards (Decreto DS60 and DS61) are oriented for building structures and their application result in conservative designs for low-rise houses. The objective of this study is to evaluate the seismic performance of a 2-story reinforced concrete shear wall structure, with geometry representative of Chilean practice. The walls are 10 cm thick and reinforced with a single weld-wire mesh. Currently, this type of reinforcement is not allowed in reinforced concrete walls. The seismic performance of the structure is assessed using FEMA P-695 methodology, which require a nonlinear static analysis and an incremental dynamic analysis (IDA). To conduct this evaluation, a simplified nonlinear model is developed in OpenSees. To simulate the nonlinear behavior of reinforced concrete shear walls, the force-displacement relationships were obtained from the literature. For the IDA, the peak ground acceleration is used as the intensity measure. The overstrength factor and the ductility of the structure are estimated from the two analyses, and the acceptability of the response modification factor (R) is assessed. Additionally, collapse fragility curves are obtained in terms of the seismic intensity. The results indicate that the use of reinforced concrete walls with 10 cm thickness and with a single weld-wire mesh with minimum reinforcement ratio should be allowed for the design of dwellings up to two floors in Chile.

Keywords: Reinforced concrete, wall, seismic performance, fragility.

*mhube@ing.puc.cl



1 INTRODUCCIÓN

La construcción de viviendas de baja altura con muros de hormigón armado es cada vez más común en Chile. Ventajas en la rapidez y calidad de la construcción, la reducción del uso de mano de obra, y el aumento de costos de la mano de obra, han generado esta tendencia. En los últimos años la participación de viviendas de hormigón armado ha aumentado considerablemente y en el año 2013 el 40% de las viviendas de baja altura en la Región Metropolitana se construyeron con este material (INE, 2014). Sin embargo, el diseño de viviendas de hormigón armado está sujeto a los requerimientos de diseño sísmico de edificios de altura (DS60, 2011; DS61, 2011). Esto implica que el diseño de una vivienda de hormigón armado es conservador y poco eficiente desde el punto de vista económico. Considerando la gran resistencia, rigidez y redundancia que posee este tipo de sistema estructural, la demanda sísmica de esfuerzo de corte en los muros es relativamente baja. Esto sugiere diseñar los muros de menor espesor y con cuantía de refuerzo reducida.

El primer objetivo de este estudio es evaluar el desempeño sísmico de una vivienda de muros de hormigón armado de dos pisos, cuya geometría es representativa de la construcción Chilena. Los muros son de 10 cm de espesor y están reforzados con una malla electrosoldada central. Este espesor de muro es común en la construcción de casas, pero estas típicamente se construyen usando doble malla de acero. En este estudio, se considera una malla electrosoldada central y con cuantía mínima según ACI 318 (2008). El uso de mallas electrosoldadas no se permite para muros de hormigón armado en Chile debido a la baja ductilidad del acero. Para evaluar el desempeño sísmico de la vivienda se utiliza la metodología propuesta por FEMA P-695 (2009). Esta metodología requiere de un análisis no lineal estático y un análisis dinámico incremental e incorpora factores de incertidumbre para la evaluación del desempeño. Mediante esta metodología se estima el factor de sobrerresistencia y la ductilidad de la vivienda. Adicionalmente, se verifica la aceptabilidad del factor de reducción de resistencia ($R=4$) usado para diseñar este tipo de estructura. El segundo objetivo de este estudio es obtener curvas de fragilidad de la vivienda en función de la intensidad sísmica. Estas curvas permiten relacionar el posible agrietamiento o colapso de estas estructuras con la intensidad sísmica.

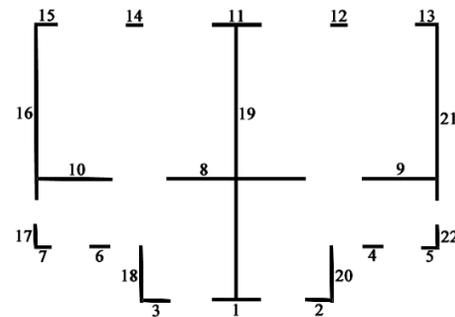
2 VIVIENDA DE MUROS DE HORMIGÓN ARMADO

2.1 Descripción de la vivienda

La estructura corresponde a una vivienda hipotética de hormigón armado de dos pisos de altura. Es una estructura pareada bifamiliar con una superficie total de 160 m^2 (80 m^2 cada residencia), y estructurada con muros de hormigón armado de 10 cm de espesor, tanto en el primero como en el segundo piso. Los muros están reforzados con malla electrosoldada central. La estructura tiene una losa de entrepiso de hormigón armado de 10 cm de espesor, muros de tabiquería para división de espacios interiores. La techumbre corresponde a un reticulado de madera y una cubierta de teja asfáltica. La Figura 1 muestra una vista tridimensional de la vivienda y una vista en planta con la ubicación de los muros de hormigón armado del primer piso. En esta vista se muestra la numeración de los muros para su identificación en este estudio.



(a)



(b)

Figura 1: (a) Vista tridimensional de la vivienda de estudio. (b) Vista en planta de la distribución y numeración de muros de hormigón armado del primer piso.

2.2 Peso sísmico de la vivienda

El peso sísmico de la vivienda se calculó considerando la geometría y los materiales de la vivienda. El peso sísmico es de 747 kN (4.7 kN/m^2) y este considera el peso propio de los muros de hormigón armado, la losa de entrepiso, los tabiques, la estructura de techumbre, las terminaciones y una sobrecarga sísmica de un 25% de la carga viva. Más detalle sobre el cálculo del peso sísmico se encuentra en disponible en Haindl (2014).



2.3 Parámetros de diseño sísmico

Se considera que la vivienda se ubica en Santiago, Chile y a esta ciudad le corresponde una aceleración máxima del suelo de $A_0=0.3g$ (INN, 2009). De modo conservador, se considera un suelo blando clasificado como tipo D en el decreto DS 61 (2011). Para el diseño se considera un factor de modificación de la respuesta (R) igual a 4. El decreto DS60 (2011) permite usar este factor de modificación para estructuras de muros de hormigón armado de hasta 4 pisos. En este caso, los muros pueden ser diseñados como muros ordinarios y no como muros especiales. La resistencia ante cargas sísmicas de la estructura es provista por los muros de hormigón armado. Los muros cumplen con los requerimientos de muros ordinarios del Capítulo 11 del ACI 318 (2008) y en todos ellos se considera una malla electrosoldada central con cuantía mínima de 0.2% y calidad de acero AT560-500H. Esto va en contravía de la normativa chilena que obliga al uso de doble malla de acero y por eso es el objeto de estudio en este artículo. Adicionalmente, el acero AT560-500H no está permitido para resistir el corte en muros de hormigón armado al menos que se asegure que el comportamiento del muro no estará controlado por esfuerzos de corte (DS60, 2011).

A partir de los periodos fundamentales de la vivienda, mostrados más adelante, se calcula el coeficiente sísmico de la estructura según los requerimientos del DS61 (2011). El coeficiente sísmico para ambas direcciones de análisis (longitudinal y transversal), definido como el cociente entre la fuerza sísmica y el peso de la estructura, es de 0,198 y en esta estructura está controlado por el esfuerzo de corte máximo permitido por el código. En consecuencia el corte basal sísmico en ambas direcciones es de 148 kN.

3 MODELACIÓN ESTRUCTURAL Y VERIFICACIÓN DEL DISEÑO AL CORTE DE LOS MUROS

3.1 Modelo tridimensional elástico en ETABS

Para verificar el diseño al corte de los muros y obtener los periodos de la estructura se realizó un modelo tridimensional elástico en ETABS (Computers and Structures Inc., 2011). El modelo considera los muros de hormigón armado, la losa de entrepiso y la estructura de techumbre. Los muros de hormigón armado y la losa de entrepiso se modelan con elementos tipo placa de 10 cm de espesor y material hormigón ($f'_c=16$ MPa). La techumbre se modela con elementos tipo placa de 10 cm de espesor. A estos elementos se le asignó un módulo de elasticidad mil veces menor al módulo de elasticidad del hormigón porque la techumbre no aporta rigidez a flexión. Sin embargo, se le asignó un peso específico de $\rho = 5$ kN/m³ para considerar el peso propio de la estructura de techo y de la cubierta. Por simplicidad, tanto losa de entrepiso como la techumbre se modelaron como diafragmas rígidos. Para considerar los efectos de agrietamiento inicial de los muros, y por recomendaciones de Carrillo y Alcocer (2012a), se utiliza un módulo de elasticidad del hormigón reducido. Por lo tanto, la rigidez efectiva se definió en $0.5E_cI_g$, donde E_c es el módulo de elasticidad del hormigón e I_g es el momento de inercia de la sección bruta del muro. Por último, el modelo no considera los efectos de la interacción suelo estructura (Carrillo & Alcocer, 2012a). La Figura 2 muestra esquemáticamente el modelo tridimensional de la estructura construido en ETABS (2011).

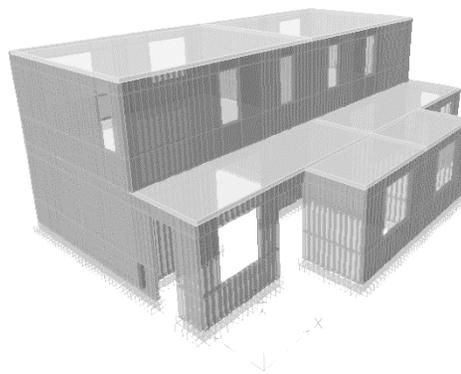


Figura 2: Modelo 3D en ETABS de la vivienda de estudio.

De acuerdo a la norma NCh1537 (2009) se adicionó una carga de 2,0 kPa a la losa de entrepiso como sobrecarga de uso, mientras que a la techumbre se adicionó una sobrecarga de 0,3 kPa. Para considerar el peso de tabiques, terminaciones y sobrelosa se adicionó una carga de 1,6 kPa a la losa de entrepiso y una carga de 0,35 kPa a la techumbre.



3.1.1 Propiedades dinámicas del modelo

La Tabla 1 resume los periodos fundamentales y las masas efectivas asociadas a los tres primeros modos de vibración de la vivienda. La estructura es muy rígida y el periodo fundamental es de 0,050 seg. Sin embargo, estos resultados concuerdan con los obtenidos por Balkaya y Kalkan (2003) para estructuras similares de muros de hormigón armado.

Tabla 1: Periodos de vibración y masas efectivas asociadas

Modo	Periodo [seg.]	Masa efectiva dirección longitudinal [%]	Masa efectiva dirección transversal [%]	Masa efectiva rotacional [%]
Longitudinal (X)	0,050	94	0	5
Transversal (Y)	0,036	0	93	0
Rotacional	0,028	5	0	90

3.1.2 Verificación del diseño al corte de los muros de hormigón armado

Para obtener los esfuerzos de corte en los muros de hormigón armado de la vivienda se utiliza el método de análisis estático propuesto por la norma NCh433 (INN, 2009), en que se aplica el esfuerzo de corte sísmico en cada una de las direcciones de análisis. El diseño de los muros se verifica utilizando las combinaciones de carga de la norma NCh3171 (INN, 2010). En estas combinaciones, el esfuerzo del estado de carga sísmica se amplifica por un factor de 1.4 y no de 1.0 como estipula el ACI 318. Este factor se explica porque la amenaza sísmica definida en el DS61 (2011) corresponde a un sismo de servicio y no a un sismo de diseño. Se verifica el diseño al corte de los muros del primer piso (Figura 1b) porque estos están sometidos a mayores esfuerzos de corte. La resistencia al corte se estima usando dos expresiones: (1) el ACI318 (2008) y (2) la resistencia propuesta por Carrillo y Alcocer (2012b). Esta última resistencia, los autores la obtuvieron de ensayos experimentales de muros de hormigón armado de baja altura y características similares a las de este estudio, según se define en la Ecuación 1:

$$V_{max} = \left[\alpha_1 \sqrt{f'_c} + \eta_h \rho_h f_{yh} \right] A_w \leq \alpha_2 \sqrt{f'_c} A_w \quad (1)$$

donde α_1 y α_2 son coeficientes que definen la contribución relativa del hormigón a la resistencia por tensión y compresión diagonal, respectivamente, η_h es la eficiencia en la contribución al corte del refuerzo en el alma (0,7 para malla central electrosoldada), ρ_h es la cuantía de refuerzo de corte (0,2%), f_{yh} es la tensión nominal de fluencia de dicho refuerzo (500 MPa) y A_w corresponde a la sección transversal del muro de hormigón armado. Las Tablas 2 y 3 resumen los resultados de la verificación del diseño al corte de los muros en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente. En estas tablas, V_u es el esfuerzo último máximo obtenido de las combinaciones de carga y ϕV_n es la resistencia al corte reducida, que se calculó utilizando los dos métodos descritos anteriormente. El factor de reducción utilizado es $\phi = 0,75$, correspondiente para el corte de muros ordinarios (ACI, 2008). Por último, las últimas dos columnas de las Tablas 2 y 3 muestran el porcentaje de utilización de los muros.

Los resultados de las Tabla 2 y 3 muestran que la resistencia al corte de los muros estimada con la expresión de Carrillo y Alcocer (2012), es en promedio, un 28% menor que la calculada usando el ACI318 (2008). En todos los muros, y usando ambas ecuaciones, se verifica el diseño y el factor de utilización máximo es de 17% para los muros 9 y 10 de la dirección longitudinal (ver Tabla 1 y Figura 1b). En consecuencia, los muros se encuentran sobrediseñados para el esfuerzo de corte. Adicionalmente, se verificó que los muros están sobrediseñados para resistir los esfuerzos de flexo-compresión (Haindl, 2014).

3.2 Modelo no lineal simplificado en OpenSees

Para evaluar el desempeño sísmico de la estructura se construyó un modelo no lineal de la vivienda en OpenSees (McKenna et al., 2000) para cada una de las dos direcciones de análisis. Para el modelo en cada una de las direcciones de análisis, se consideran únicamente aquellos muros que aportan más de 3.5% de la resistencia al corte. En consecuencia, los muros considerados para el modelo para la dirección longitudinal son los muros 1, 8, 9, 10 y 11. Por otro lado, los muros considerados para el modelo en la dirección transversal son los muros 16, 19 y 21. La Figura 3 muestra los modelos simplificados y los muros que participan en cada una de las direcciones de análisis. El comportamiento de los muros se representa mediante un resorte uniaxial con relación constitutiva no lineal.



Tabla 2: Verificación del diseño al corte de los muros en la dirección longitudinal

Muro	V_u [kN]	ΦV_n (ACI 318) [kN]	ΦV_n (Carrillo y Alcocer) [kN]	$V_u/\Phi V_n$ (ACI318)	$V_u/\Phi V_n$ (Carrillo y Alcocer)
1	13,8	225,0	163,8	6%	8%
2	8,9	126,0	92,1	7%	9%
3	8,9	126,0	92,1	7%	9%
4	3,0	90,0	61,4	3%	5%
5	3,4	72,0	50,9	5%	7%
6	3,0	90,0	61,4	3%	5%
7	3,4	72,0	50,9	5%	7%
8	76,2	645,0	485,6	12%	16%
9	45,5	346,5	257,1	13%	17%
10	45,5	346,5	257,1	13%	17%
11	13,1	198,0	143,4	7%	9%
12	0,9	63,0	40,6	1%	2%
13	8,3	96,0	70,2	9%	12%
14	0,9	53,0	40,6	1%	2%
15	8,3	96,0	70,2	9%	12%

Tabla 3: Verificación del diseño al corte de los muros en la dirección transversal

Muro	V_u [kN]	ΦV_n (ACI 318) [kN]	ΦV_n (Carrillo y Alcocer) [kN]	$V_u/\Phi V_n$ (ACI318)	$V_u/\Phi V_n$ (Carrillo y Alcocer)
16	54,2	808,5	608,6	7%	9%
17	2,2	102,0	71,7	2%	3%
18	13,9	247,5	182,3	6%	8%
19	96,5	1278,0	976,1	8%	10%
20	13,9	247,5	182,3	6%	8%
21	54,2	808,5	608,6	7%	9%
22	2,2	102,0	71,7	2%	3%

El modelo considera solo el primer piso de la vivienda, y el efecto del segundo piso se incorpora mediante masas concentrada en los nodos. La losa de entrepiso se modela como un elemento elástico tipo viga lo suficientemente rígido para simular el comportamiento de diafragma rígido. No se considera el efecto de acople entre muros perpendiculares, la interacción suelo estructura ni el efecto de la carga axial. En efecto, la carga axial no es relevante para este tipo de estructuras (Carrillo & Alcocer, 2012). Para el análisis dinámico se considera un amortiguamiento tipo Rayleigh con 2.5% de amortiguamiento, según la recomendación de González y López-Almansa (2010), quienes realizaron ensayos dinámicos sobre mesa vibradora de estructuras de este tipo. Las dimensiones y distancias entre los muros corresponden a las de la geometría original de arquitectura. El modelo, tanto para la dirección longitudinal como transversal, posee seis grados de libertad; dos grados de libertad por nodo (desplazamiento y giro), de modo de representar el desplazamiento de los muros y el giro que se pudiera presentar en la losa debido a la asimetría de rigidez en la dirección transversal de la vivienda.

La relación fuerza-deformación de los muros se modeló utilizando las expresiones propuestas por Carrillo y Alcocer (2012b). Estas expresiones fueron obtenidas a partir de ensayos experimentales de muros de hormigón armado con razón de aspecto entre 0.5 y 2.0, hormigón con resistencias entre 15 MPa y 25 MPa, tensiones axiales menores a $0.03f_c'$ y cuantías de refuerzo menores o iguales a 0.25%, para su uso en el diseño sísmico basado en el desempeño. Para estimar estas expresiones, los autores se basaron en resultados experimentales de un total de 39 muros sometidos a ensayos de mesa vibradora y a ensayos cuasi-estáticos. El modelo propuesto por Carrillo y Alcocer (2012) incluye el comportamiento no lineal de los muros frente a cargas laterales hasta la resistencia máxima de estos. La envolvente de histéresis de muros de hormigón armado se define con tres estados límites: (1) agrietamiento de corte (V_{cr} , Δ_{cr}), (2) resistencia máxima de corte (V_{max} , Δ_{max}) y (3) capacidad de deformación última (V_u , Δ_u). Sin embargo, para muros reforzados con malla electrosoldada central, Carrillo y Alcocer proponen considerar la deformación última (Δ_u) igual a la capacidad de deformación de resistencia máxima (Δ_{max}). En consecuencia, la resistencia última (V_u) de estos muros es igual a la resistencia máxima (V_{max}). La relación fuerza-deformación de los muros de hormigón armado considerados en este estudio se muestra en la Figura 4.

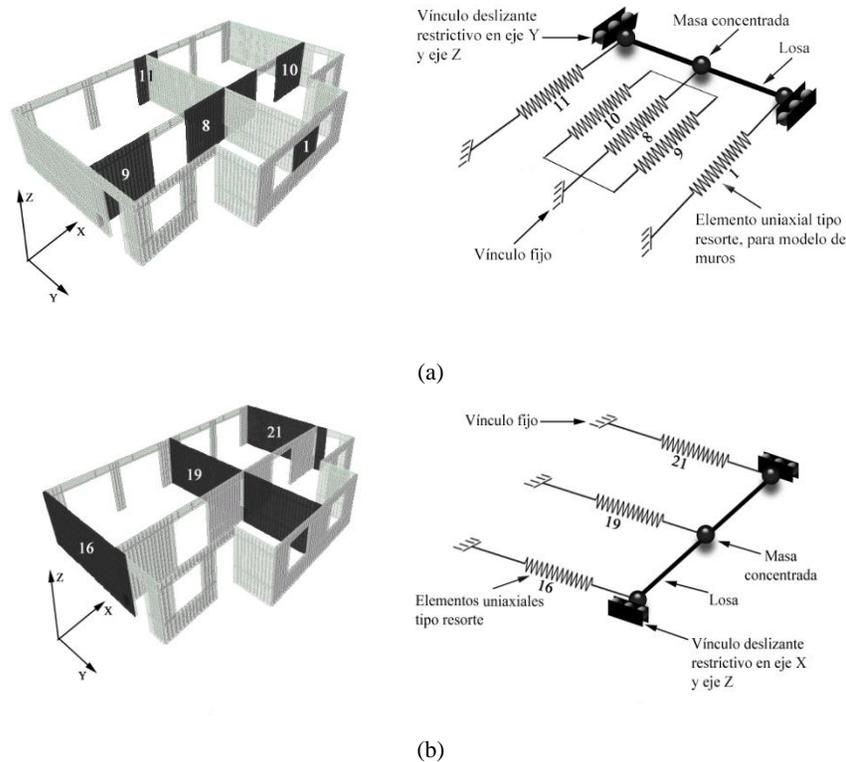
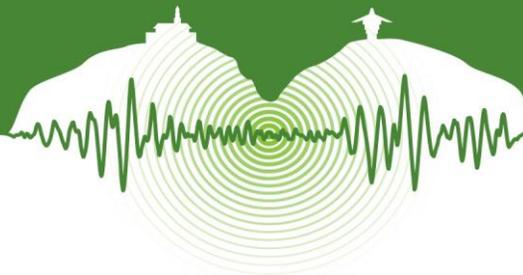


Figura 3: Muros considerados y modelo simplificado para (a) dirección longitudinal y (b) dirección transversal.

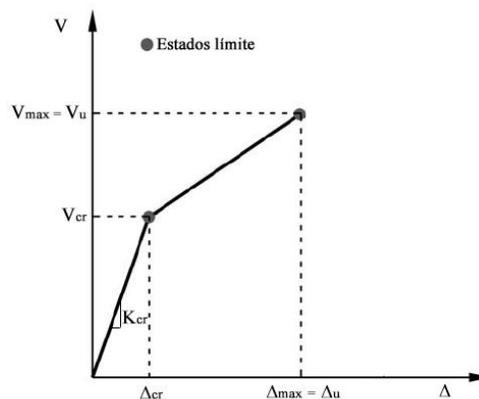


Figura 4: Envolvente de histéresis propuesta por Carrillo y Alcocer (2012b) para muros de hormigón armado reforzados con malla electrosoldada central.

Los muros se modelaron en OpenSees como elementos de longitud nula (zeroLength Elements) y con un material histerético (Hysteretic Material) de tres estados límites. La relación constitutiva de cada muro se obtuvo a partir de su geometría, armadura mínima de corte, y usando el modelo de la Figura 4. La Tabla 4 resume los parámetros utilizados para definir la envolvente de histéresis de cada muro de hormigón armado, de acuerdo a los tres estados límites anteriormente definidos. En esta tabla, l_w corresponde al largo del muro y M/Vl_w es la razón de aspecto de cada muro, donde M y V son el momento y el corte sísmico de diseño, respectivamente. Adicionalmente, K_{cr} corresponde a la rigidez inicial de cada muro, que se calcula usando las expresiones propuestas por Carrillo y Alcocer (2012b). La Figura 5 muestra el comportamiento del resorte con material histerético no lineal, que



simula el comportamiento de los muros. Este elemento se calibró de modo que reprodujese las envolventes y el comportamiento cíclico de los resultados de Carrillo y Alcocer.

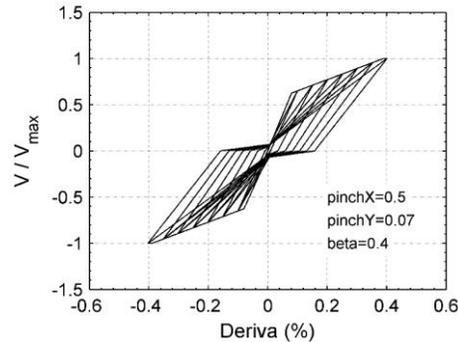


Figura 5: Comportamiento histerético de los muros de hormigón armado.

4 EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO

La evaluación del desempeño sísmico se realizó utilizando la metodología propuesta por FEMA P-695 (2009). Esta evaluación se hizo para la dirección longitudinal y transversal de la vivienda utilizando el modelo no lineal descrito en la sección anterior.

4.1 Análisis estático no lineal

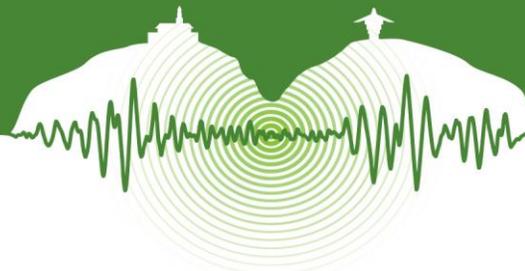
El análisis estático no lineal de la estructura se realizó utilizando incrementos de desplazamientos de techo de 0.005 cm hasta alcanzar la resistencia máxima de la estructura. Como los muros tienen malla electrosoldada, se considera que la resistencia máxima de la estructura se alcanza cuando el primer muro alcanza su resistencia máxima. Después de este instante, se define el “colapso” de la estructura, como un estado límite intolerable. La Figura 6 se muestra el resultado del análisis estático no lineal para ambas direcciones de análisis. En primer lugar, se observa que la resistencia máxima es mayor en la dirección transversal que en la dirección longitudinal. Esto se debe a que en la dirección transversal existen muros de mayores dimensiones. Considerando un esfuerzo de corte de diseño de $1.4 \cdot 148 = 207$ kN, debido a las combinaciones de carga de la NCh3171 (2010), se obtiene un factor de sobrerresistencia (Ω) de 7.1 y 11.9 en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente. Este factor se obtiene como el cociente entre la resistencia máxima obtenida del análisis estático no lineal y el esfuerzo de corte de diseño (207 kN). La ductilidad (μ) estimada para esta estructura es de 1.6 y 1.8 para la dirección longitudinal y transversal, respectivamente. La ductilidad se calcula como el cociente entre el desplazamiento último (δ_u) y el desplazamiento efectivo de fluencia ($\delta_{y,eff}$). En este estudio se estimó el desplazamiento efectivo de fluencia como el desplazamiento asociado al 80% de la resistencia máxima (V_{max}), de acuerdo a recomendaciones de Carrillo et al. (2014) para estructuras de ductilidad reducida.

Tabla 4: Parámetros para definición de envolvente de histéresis de los muros considerados para los modelos OpenSees

Muro	l_w [cm]	M/Vl_w	K_{cr} [MN/m]	Δ_{cr} [%]	$\Delta_{max}=\Delta_u$ [%]	V_{cr} [kN]	$V_{max}=V_u$ [kN]
1	150	0,72	0,72	0,051	0,225	117	222
8	430	0,40	0,40	0,033	0,255	348	649
9	231	0,45	0,45	0,053	0,165	186	348
10	231	0,45	0,45	0,053	0,165	186	348
11	132	1,05	1,05	0,105	0,358	100	192
16	539	0,35	0,35	0,030	0,260	438	815
19	852	0,15	0,15	0,027	0,112	705	1302
21	539	0,35	0,35	0,030	0,260	438	815

4.2 Análisis dinámico incremental

En el análisis dinámico incremental, IDA por sus siglas en inglés (Vamvatsikos y Cornell, 2002), se analiza el modelo inelástico de una estructura utilizando acelerogramas que son escaladas de manera incremental, desde intensidades bajas hasta intensidades que producen un estado límite de interés. Para la casa en estudio, el estado límite escogido es la falla del primer muro en cada dirección de análisis. El análisis dinámico incremental produce como resultado una curva de comportamiento por cada acelerograma utilizado, que relaciona un parámetro de intensidad del acelerograma (e.g. aceleración espectral en un periodo específico), con un parámetro de comportamiento estructural (e.g. desplazamientos), para cada valor de escalamiento utilizado. Para el desarrollo



del análisis dinámico incremental se utilizaron 22 pares de registros sísmicos de los terremotos de Algarrobo (1985) y del Maule (2010). Como medida de intensidad de cada acelerograma se escogió la aceleración máxima del suelo (PGA) porque la vivienda es muy rígida y su comportamiento dinámico está altamente influenciado por valores de aceleración espectral de frecuencias altas. Como medida del comportamiento estructural se escogió la deriva de techo (losa de entrepiso) porque el modelo histórico inelástico de la estructura fue calibrado con este parámetro de demanda.

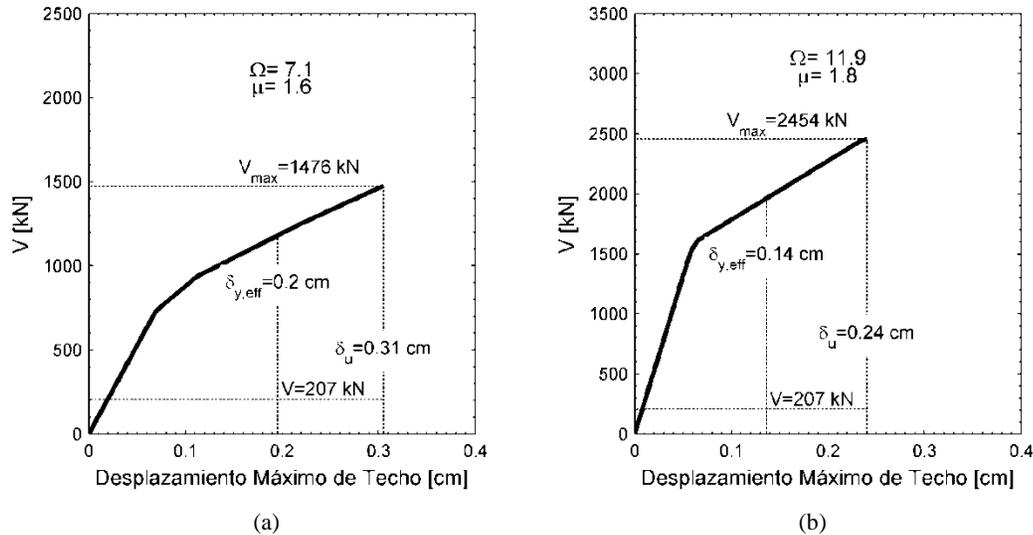


Figura 6: Resultado de los análisis estáticos para (a) dirección longitudinal y (b) dirección transversal de análisis.

La aceleración máxima del suelo versus la deriva máxima de techo obtenida de los análisis dinámicos incrementales para dada dirección de análisis, utilizando los 44 registros sísmicos chilenos, se muestra en la Figura 7. Los puntos de color negro representan el nivel, tanto de deformación como de intensidad, para el cual se produce el colapso de la estructura. De las curvas IDA se determina la intensidad media de colapso (PGA_{CT}) para cada dirección de análisis, medida como el PGA para el cual el 50% de los registros sísmicos utilizados provocan el colapso de la estructura (ver Tabla 5). En la Figura 7 se observa que la vivienda posee un rango de comportamiento lineal más amplio en la dirección transversal que en la dirección longitudinal. En consecuencia, la intensidad media de colapso en la dirección transversal es 86% mayor que en la dirección longitudinal.

La amenaza sísmica en la zona central de Chile se obtuvo de un trabajo realizado por Leyton et al. (2010). En dicho estudio, se estimó que para Santiago de Chile, la aceleración máxima del suelo que tiene una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años es de 0.72g. Esta probabilidad de excedencia corresponde a un evento que tiene un periodo de retorno de 2475 años y se asume, en lo que sigue, como el sismo máximo esperado (PGA_{MT}) durante la vida útil de la edificación. En la Tabla 5, se muestra la razón de margen de colapso (CMR) para cada dirección de análisis, calculada como el cociente entre la intensidad media de colapso y la intensidad del sismo máximo esperado (e.g. $PGA_{CT} / 0,72$). También se presenta el factor de forma espectral (SSF) obtenido de la Tabla 7-1a de FEMA P-695 (2009) que es función del periodo fundamental y ductilidad de la estructura. El factor de forma espectral (SSF) es un factor de ajuste para tener en cuenta la forma espectral de los registros utilizados. Finalmente, la razón de margen de colapso ajustada (ACMR) se obtiene multiplicando el factor de forma espectral (SSF), por la razón de margen de colapso (CMR), ver tabla 5.

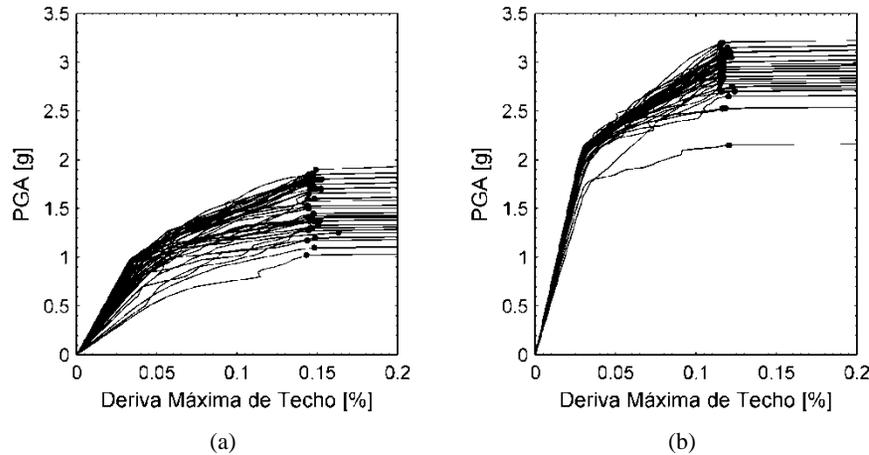
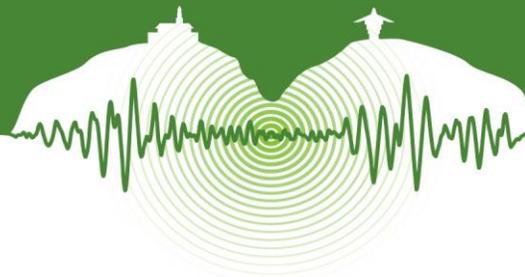


Figura 7: Curva IDA para (a) dirección longitudinal y (b) dirección transversal de análisis.

Tabla 5: Resumen de resultados IDA

Dirección	Ω (estático)	μ	PGA_{CT}	CMR	SSF	ACMR
Longitudinal	7,1	1,6	1,60	2,22	1,044	2,32
Transversal	11,9	1,8	2,98	4,12	1,052	4,35

Factores de incertidumbre en el proceso de análisis del sistema estructural deben ser incorporados en la evaluación del desempeño de la casa. La incertidumbre total asociada al modelo estructural, medida como una desviación estándar en unidades logarítmicas, se estimó en $\beta_{TOT} = 0,6$. Este valor es función de la incertidumbre asociada a la variabilidad de los registros sísmicos utilizados ($\beta_{RTR} = 0,4$), los requerimientos de diseño ($\beta_{DR} = 0,2$), los datos experimentales ($\beta_{TD} = 0,2$) y a los modelos analíticos utilizados ($\beta_{MDL} = 0,35$). Una forma gráfica de poder evaluar el desempeño sísmico de una estructura es por medio de curvas de fragilidad. Estas, son curvas de probabilidad condicional que relacionan la probabilidad de exceder un parámetro de demanda estructural con valores de intensidad sísmica. La Figura 8 muestra las curvas de fragilidad de colapso la vivienda en estudio. Estas fueron construidas a partir de los resultados obtenidos de los análisis IDA, y tienen en cuenta el factor de incertidumbre β_{TOT} y el factor de forma espectral (SSF). En estas curvas se observa que la probabilidad de colapso, asociada a la ocurrencia del sismo máximo esperado ($PGA_{CT} = 0,72$ g) es menor al 10%.

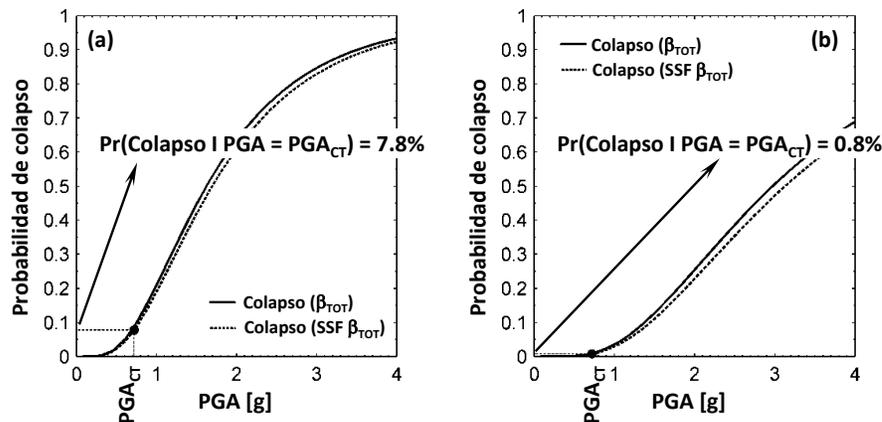


Figura 8: Curvas de fragilidad para (a) dirección longitudinal y (b) dirección transversal de análisis.



Según FEMA P-695 (2009), aquellas estructuras que tengan una probabilidad de colapso menor al 10% bajo el sismo máximo esperado (PGA_{CT}), teniendo en cuenta la incertidumbre asociada a los resultados (β_{TOT}), se consideran aceptables. Para esto, la razón de margen de colapso ajustada (ACMR), debe ser mayor a los límites descritos en la Tabla 7-3 del FEMA P-695. La Tabla 6 resume los valores de ACMR calculados para ambas direcciones de análisis de la casa y los límites de aceptabilidad según FEMA P-695. Considerando que los valores de ACMR obtenidos para la dirección longitudinal (2,32) y transversal (4,35) son mayores que el valor aceptable (2,16), se concluyen que la casa cumple con los requerimientos de aceptabilidad de FEMA P-695 (2009) y se verifica, además, la aceptabilidad del factor R igual a 4 utilizado para el diseño de esta estructura.

Tabla 6: Resumen de la evaluación del desempeño y colapso de la casa

Dirección	ACMR	ACMR aceptable	¿Aprueba?
Longitudinal	2,32	2,16	Sí
Transversal	4,35	2,16	Sí

CONCLUSIONES

En este estudio se evaluó el desempeño sísmico de una estructura de viviendas pareadas, de dos pisos, conformada por muros de hormigón armado de 10 cm de espesor y reforzados con malla electrosoldada central, mediante la metodología propuesta por FEMA P-695 (2009). Se realizó un análisis estático no lineal para determinar el factor de sobrerresistencia, ductilidad y validar el modelo estructural de la vivienda. Mediante análisis dinámicos incrementales, utilizando 22 pares de registros sísmicos chilenos escalados a diferentes valores de PGA, se obtuvo la razón de margen de colapso del modelo de la estructura, considerando un sismo máximo esperado con PGA de 0,72g.

A pesar de que los muros fueron reforzados con cuantía mínima, la casa resultó sobredimensionada y el máximo factor de utilización al corte de los muros se estimó en 17%. En consecuencia, los factores de sobrerresistencia de 7,1 y 11,9 estimados con el análisis estático no lineal para la dirección longitudinal y transversal, respectivamente, son elevados. Por otro lado, los valores de ductilidad de 1,6 y 1,8 son pequeños. Esta baja ductilidad se debe al uso de malla electrosoldada central y a la baja razón de aspecto de los muros. Mediante los resultados del análisis dinámico incremental en cada dirección de análisis se concluyó que los valores de la razón de margen de colapso ajustada (ACMR) resultaron mayores al valor mínimo propuesto por FEMA P-695. En consecuencia, este tipo de estructura posee seguridad suficiente frente al sismo máximo esperado y la probabilidad de colapso es menor al 10%. Adicionalmente, se verifica que el factor de modificación de la respuesta (R) igual a 4 escogido para el diseño es aceptable y se proponen curvas de fragilidad para la vivienda en estudio.

AGRADECIMIENTOS

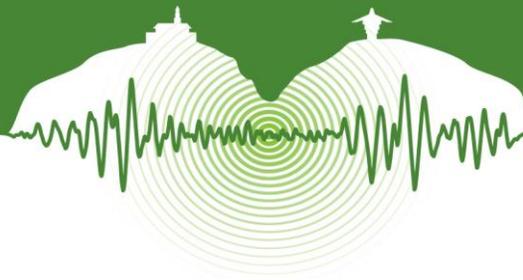
Los autores agradecen a los proyectos Fondef D10i1086, proyecto GEM-SARA, Fondecyt 11121581 y CIGIDEN, Centro Nacional de Investigación para la Gestión Integrada de Desastres Naturales CONICYT/FONDAP/15110017.

REFERENCIAS

- American Concrete Institute (ACI). 2008. *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-08)*.
- American Society of Civil Engineers (ASCE). 2010. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-10)*.
- Baker, J. W. 2014. Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra*. In press.
- Balkaya, C. and Kalkan, E. 2003. Estimation of fundamental periods of shear-wall dominant building structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol 32, pp.985-998.
- Carrillo, J. and Alcocer, S. 2012a. Seismic performance of concrete walls for housing subjected to shaking table excitations. *Engineering Structures*, Vol 41, pp. 98-107.
- Carrillo, J. and Alcocer, S. (2012b). Backbone Model for Performance-Based Seismic Design of RC Walls for Low-Rise Housing. *Earthquake Spectra*. Vol 28, pp. 943-964.
- Carrillo, J., González, G., and Rubiano, A. 2014. Displacement Ductility for Seismic Design of RC Walls for Low-Rise Housing. *Latin American Journal of Solids and Structures*, Vol 11, pp. 725-737.
- Computers and Structures, Inc. 2011. ETABS v.9.7.4. Berkeley, California, USA.
- DS60. 2011. Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga decreto N°118, de 2010. Armado. *Diario Oficial de Chile*, 13 de Diciembre de 2011.
- DS61. 2011. Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga decreto N°117, de 2010. *Diario oficial de Chile*, 13 de Diciembre de 2011.



- Federal Emergency Management Agency (FEMA). 2009. Quantification of building seismic performance factors, FEMA P-695. *Report prepared by the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency*, Washington, DC.
- Gonzales, H. and López-Almansa, F. 2012. Seismic performance of buildings with thin RC bearing walls. *Engineering Structures*. Vol 34, pp. 244-258.
- Haindl M. (2014). *Evaluación del desempeño sísmico de una vivienda de muros de hormigón armado*. Tesis para optar al grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile, Chile.
- Instituto Nacional de Estadística (INE). 2014. *Edificación Comunas 2002-2014*. [CD-ROM].
- Instituto Nacional de Normalización (INN). 1996. *Diseño sísmico de edificios (NCh433 Of. 1996 Mod 2009)*. Santiago, Chile.
- Instituto Nacional de Normalización (INN). 2009. *Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso (NCh1537)*. Santiago, Chile.
- Instituto Nacional de Normalización (INN). 2010. *Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de carga (NCh3171)*. Santiago, Chile.
- Leyton, F., Ruiz, S. y Sepúlveda S. A. 2010. Reevaluación del Peligro Sísmico Probabilístico en Chile Central. *Andean Geology*. Vol 37, pp. 455-472.
- McKenna, F., Fenves, G. L., Scott, M. H., and Jeremic B. 2000. Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). [software]. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA. Retrieved <http://opensees.berkeley.edu>.
- Vamvatsikos, D. and Cornell, A. C. 2002. Incremental Dynamic Analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol 31, N° 3, pp. 491-514.



Comportamiento experimental de sistemas de diafragmas prefabricados con placas alveolares sin afinado de piso

Experimental behavior of untopped hollow core diaphragms

Nelson M. Angel^{1*} y Juan F. Correal²

¹*Estudiante de Doctorado, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia*

²*Profesor Asociado, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia*

RESUMEN

Las fallas evidenciadas en las conexiones de diafragmas prefabricados como consecuencia del sismo de Northridge en 1994 dejaron entrever los vacíos existentes en el diseño de los diafragmas compuestos por sistemas prefabricados. Normativas actuales como el ACI 318-11 y la NSR-10 establecen una serie de requisitos mínimos para el diseño de diafragmas prefabricados como lo son la inclusión de afinado de piso para estructuras diseñadas con capacidad especial de disipación de energía y conexiones para estructuras diseñadas con capacidades de disipación de energía ordinaria e intermedia. No obstante, algunos estudios han cuestionado la necesidad de incorporar el afinado de piso en diafragmas prefabricados de estructuras con capacidad especial de disipación de energía de garantizarse, mediante evidencia experimental, que el diafragma tiene una resistencia y tenacidad igual o superior a la de un diafragma vaciado monolíticamente. Por tal razón, la Universidad de Los Andes adelanta un proyecto de investigación, experimental y analítico, encaminado a determinar el comportamiento sísmico de diafragmas prefabricados conformados por placas alveolares para las configuraciones estructurales utilizadas en Colombia. El presente artículo presenta los resultados más relevantes de la fase experimental del proyecto en desarrollo. Los ensayos efectuados buscan representar una de las condiciones de borde existentes en sistemas de diafragma con placas alveolares sin afinado de piso en Colombia, en la cual una porción del diafragma transmite las fuerzas inducidas por un movimiento sísmico a un sistema de resistencia lateral flexible en un extremo (pórticos), y a uno rígido en el extremo opuesto (muros estructurales). El montaje empleado, a escala real, permitió ejercer una acción cíclica bidireccional de las solicitaciones en el plano del diafragma con el fin de reflejar la acción sísmica sobre el sistema y la restricción perpendicular que pudiera existir por efectos de la continuidad del diafragma. Los resultados experimentales permiten establecer parámetros relativos al comportamiento global del sistema ensayado, demandas en las conexiones entre los sistemas de resistencia sísmica y las placas alveolares, capacidad de la junta longitudinal entre placas alveolares, y respuesta del sistema en el plano del diafragma.

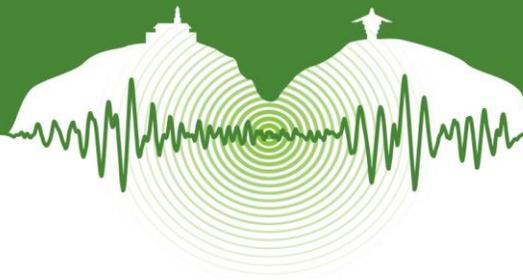
Palabras clave: Diafragmas, sistemas prefabricados, comportamiento sísmico, experimental.

ABSTRACT

Seismic behavior of precast concrete diaphragms has been studied due to the poor performance observed during the 1994 Northridge earthquake. As a consequence, several design provisions were introduced in different codes like ACI 318-11 and Colombian Building Code NSR-10. The aforementioned codes require for precast diaphragms of buildings designed for special seismic design category, a cast-in-place topping slab acting as composite or noncomposite diaphragm. However, untopped precast diaphragms of buildings designed for special seismic design category shall be permitted if tests show that the strength and toughness is equal to or exceeding that of a monolithic reinforced concrete diaphragm. Therefore, a comprehensive research project is being undertaken at Universidad de Los Andes to analyze the seismic performance of untopped Hollow Core (H.C.) diaphragms in Colombia. In this paper, the behavior of untopped H.C. diaphragms is experimentally studied. The experimental substructure resembled a real-scale diaphragm region of a prototype shear wall-frame interactive system building where the in-plane seismic forces are to be transferred to a frame and a structural wall at both floor unit ends. A bidirectional test fixture was used for simultaneous control of in-plane lateral load and bending deformations. The latter in order to represent the continuity of the diaphragm and horizontal framing elements. Substructure behavior, stiffness, strength and deformation demands on the connections and sliding of the longitudinal keyways are examined under a sequence of increasing cyclic displacements.

Keywords: Diaphragms, precast concrete, seismic behavior, tests.

* nm.angel55@uniandes.edu.co



1 INTRODUCCIÓN

El comportamiento de diafragmas prefabricados es uno de los aspectos más complejos y menos entendidos en el campo del diseño sísmo resistente. Diversos estudios han demostrado que los diafragmas prefabricados están sometidos a una particular serie de demandas de cortante, tensión y compresión durante un evento sísmico dada la discontinuidad para la transmisión de las fuerzas sísmicas. El pobre desempeño de este tipo de sistemas de entrepiso, evidenciado en el sismo de Northridge en 1994, exigió reevaluar las disposiciones de diseño con el fin de mejorar el desempeño a nivel global y a nivel de conexiones en los diafragmas prefabricados. Dichas disposiciones quedaron consignadas en normativas tales como el UBC 97 (ICBO, 1997), NEHRP 97 (BSSC, 1997) y ACI 318-99. Hawkins y Gosh (Hawkins & Gosh, 2000) presentan un resumen de las disposiciones adoptadas en distintas normativas para el diseño de diafragmas prefabricados. Además, en su publicación plantean una serie de interrogantes respecto a la validez de algunas de estas disposiciones, como la necesidad de incorporar al diafragma un afinado de piso vaciado in situ de mínimo 51mm en zonas de amenaza sísmica alta, argumentando que de diseñarse los elementos del diafragma para comportarse elásticamente esta disposición podría ser obviada. No obstante, reconocen la necesidad de demostrar “por medio de evidencia experimental y análisis que el sistema propuesto tiene rigidez y tenacidad igual o mayor a las de una estructura monolítica comparable de concreto reforzado”. Bajo este contexto, ensayos experimentales previos realizados por Menegotto y Monti (1996) utilizando diafragmas con placas alveolares, habían demostrado que la inclusión de un acabado ondulado sinusoidal en las juntas longitudinales mejoraba significativamente el comportamiento y la capacidad del diafragma sin afinado de piso.

Recientemente, en el marco de una investigación interinstitucional, se publicó el documento Seismic Design Methodology Document for Precast Concrete Diaphragms (DSDM Consortium, 2014), en el que se detalla un procedimiento de diseño de diafragmas prefabricados incluyendo el cálculo de las fuerzas de diseño, clasificación del tipo de refuerzo y conexiones conforme desempeño requerido, así como factores de sobrerresistencia a esfuerzos cortantes que eviten la formación de mecanismos de falla frágiles. La metodología propuesta, que se espera sea incluida total o parcialmente en normativas tales como ASCE7-14 y el manual de diseño del PCI, fue el resultado de una exhaustiva investigación analítica y experimental que concluyó con la realización de un ensayo de mesa vibratoria de una estructura de parqueadero de 3 pisos a escala 1:2. Aunque la investigación abarcó diafragmas compuestos por placas alveolares, los ensayos y análisis realizados consideraron todos los detalles de refuerzo y conexión embebidos en el afinado de piso vaciado in situ.

No obstante los avances y las investigaciones realizadas en el tema de diafragmas prefabricados, no se han realizado estudios de diafragmas compuestos por placas alveolares sin afinado de piso en el que se proponga un sistema de conexiones que garantice, mediante evidencia experimental y analítica, un adecuado desempeño sísmico –ductilidad- y resistencia del diafragma, sin afectar la transferencia de fuerzas y el comportamiento del sistema de carga lateral. En razón a esto, la Universidad de Los Andes desarrolló una primera fase de investigación sobre el comportamiento de conexiones de diafragmas en placas alveolares cuyos resultados más relevantes se encuentran contenidos en el estudio de Correal y Angel (2013). Actualmente, se adelanta un proyecto de investigación, experimental y analítico, encaminado a determinar el comportamiento sísmico y una metodología de diseño de diafragmas prefabricados sin afinado de piso conformados por placas alveolares para las configuraciones estructurales utilizadas en Colombia.

En este artículo se presentan los resultados más relevantes de la fase experimental ejecutada en sistemas de subdiafragmas a escala real compuestos por placas alveolares sin afinado de piso vaciado in situ.

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

La configuración de las probetas y el montaje está fundamentado en una serie de análisis con los que se corroboró que en sistemas combinados de pórticos con puntos fijos conformado por muros estructurales –sistema estructural comúnmente usado en Colombia-, las conexiones en entrepisos con placas alveolares que unen muros estructurales con pórticos del sistema de resistencia sísmica son las más demandadas del diafragma, ya que deben compatibilizar los desplazamientos entre dos sistemas estructurales con rigidez y comportamiento diferentes. En Colombia, el espesor de las placas alveolares comúnmente utilizadas oscila entre 80mm y 120mm, lo que limita las longitudes que este tipo de entrepisos pueden alcanzar por razones de confort –control de vibraciones– a aproximadamente 30 veces el espesor de la placa. Adicionalmente, en el país es práctica usual del diseño sísmo resistente hacer que todos los elementos estructurales tipo vigas, columnas y muros hagan parte del sistema de resistencia sísmica. Lo anterior, hace que las placas alveolares dispuestas para conformar sistemas de entrepiso en Colombia estén altamente confinadas en su propio plano por los elementos estructurales dispuestos en su perímetro. Estas condiciones tienden a rigidizar el sistema de diafragma prefabricado, limitando las demandas de ductilidad en las juntas y conexiones, y generando demandas principalmente de tipo cortante sobre las mismas.



El programa experimental ejecutado en sistemas de subdiafragmas conformados por placas alveolares a escala real busca determinar: a) la capacidad de las conexiones entre las placas alveolares y el sistema de resistencia sísmica en términos de resistencia y deformación; b) el comportamiento global del sistema; y c) los modos de falla de este tipo de configuraciones de diafragmas. Para tal fin, se realizaron cuatro ensayos experimentales en los que se variaron parámetros tales como tipo de refuerzo de las conexiones –barras corrugadas y barras lisas-, así como la rigidez de los elementos de borde del sistema mediante la extensión de los nudos de las vigas perimetrales.

2.1 Configuración de las probetas

La Figura 1 ilustra la configuración de las probetas y la disposición del montaje. Los sistemas de subdiafragmas se configuraron mediante dos paneles de placas alveolares, de sección 1200mm x 2980mm x 100mm, unidos entre sí por una junta longitudinal fundida in-situ. Las placas fueron apoyadas en ambos extremos sobre vigas prefabricadas de sección 250mm x 200mm –vigas VG2 y VG3-, con estribos salientes para la instalación de las conexiones y fundida de segunda etapa. En los costados de las placas se instalaron vigas prefabricadas de sección 200mm x 200mm –vigas VG1-, también con estribos salientes, con el fin de representar los elementos de borde del sistema. Para la instalación de las conexiones dentro de las placas alveolares, se realizó una abertura en forma de L en ambos extremos de las placas alveolares. Así mismo, para evitar la fuga de concreto de segunda etapa de las vigas de apoyo hacia los alveolos y no generar una sobrerresistencia en la junta transversal, se taponaron los alveolos con cartón y poliestireno expandido (icopor). Las conexiones de las probetas 1 y 3 se realizaron con barras corrugadas No. 3, mientras que las de las probetas 2 y 4 con barras lisas No. 4. La longitud de las vigas VG2 y VG3 de las probetas 3 y 4 fue extendida 300mm hacia cada costado con el fin de simular la continuidad de las vigas dentro del diafragma. La Tabla 1 resume la configuración de las probetas.

Tabla 1: Ensayos de subdiafragmas con placas alveolares. Configuración de las probetas

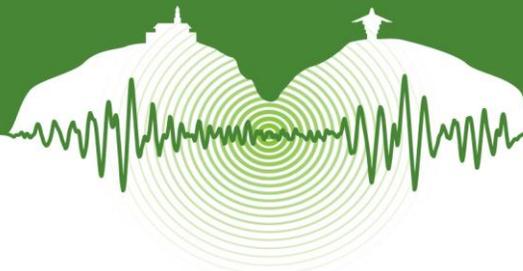
Ensayo #	Extensión Nudos [mm]	Tipo de conexión
1	0.0	Corrugada
2	0.0	Lisa
3	300.0	Corrugada
4	300.0	Lisa

Las conexiones entre las placas alveolares y los elementos de borde –vigas perimetrales- se configuraron mediante barras corrugadas No. 3 o barras lisas No. 4, con ganchos estándar de 180° para el anclaje en las vigas y ganchos de 90° para el desarrollo de los esfuerzos en las placas alveolares. En ambos casos la longitud recta de las barras fue de 900mm. Una vez dispuesto el sistema, se vació monólicamente el concreto de segunda etapa sobre las vigas perimetrales –100mm-, los nudos, las conexiones embebidas en los alveolos y la junta longitudinal entre placas alveolares, emulando la práctica de la construcción de entresijos con placas alveolares en Colombia. El diseño de las conexiones y del refuerzo del diafragma en general se realizó para una demanda igual a la carga máxima de los actuadores (350 kN), y de acuerdo a lo establecido por el PCI Design Handbook (PCI, 2004).

2.2 Montaje e instrumentación

Como se ilustra en la Figura 1, las probetas fueron restringidas en uno de sus extremos –VG2- al muro de reacción del Laboratorio de Modelos Estructurales de la Universidad de Los Andes, mientras que el extremo opuesto- VG3- se apoyó verticalmente sobre láminas de teflón, permitiendo el libre movimiento en el plano del diafragma. En el extremo libre se conectó un perfil de acero que sirve como mecanismo de transferencia de las solicitaciones de los actuadores al sistema. El actuador 1, utilizado para la aplicación del protocolo de desplazamientos o distorsiones laterales se ancló al muro de reacción y se conectó a uno de los extremos del perfil de acero de transferencia. Los actuadores 2 y 3 fueron instalados de modo que reaccionaran contra dados de concreto de 2000mm x 1500mm x 1000mm, y transfirieran las cargas al perfil de acero de transferencia a través de platinas soldadas a este. Cada dado de concreto se ancló a la losa de reacción mediante 4 barras postensadas a 600 kN. Así mismo, todos los anclajes de la probeta al muro de reacción y al perfil de acero de transferencia se realizaron por medio de barras postensadas.

Un total de 15 instrumentos fueron instalados en las probetas para capturar la respuesta de la estructura –6 transductores y 6 strain gauges-, mientras que se utilizaron 3 transductores para el control del ensayo, uno por cada actuador. Cuatro strain gauges fueron instalados en cada una de las barras de conexión embebidas dentro de las placas alveolares, mientras que los dos restantes se colocaron en dos de las barras de refuerzo de las vigas VG1 a la altura de las placas alveolares en el extremo anclado al muro de reacción. Los transductores de toma de datos fueron instalados en las juntas transversales y longitudinales de las probetas para medir



deslizamientos relativos entre placa y placa, y entre placa y viga. Adicionalmente, en los ensayos 3 y 4 se instaló un transductor para registrar la abertura de la junta transversal del extremo anclado al muro de reacción.

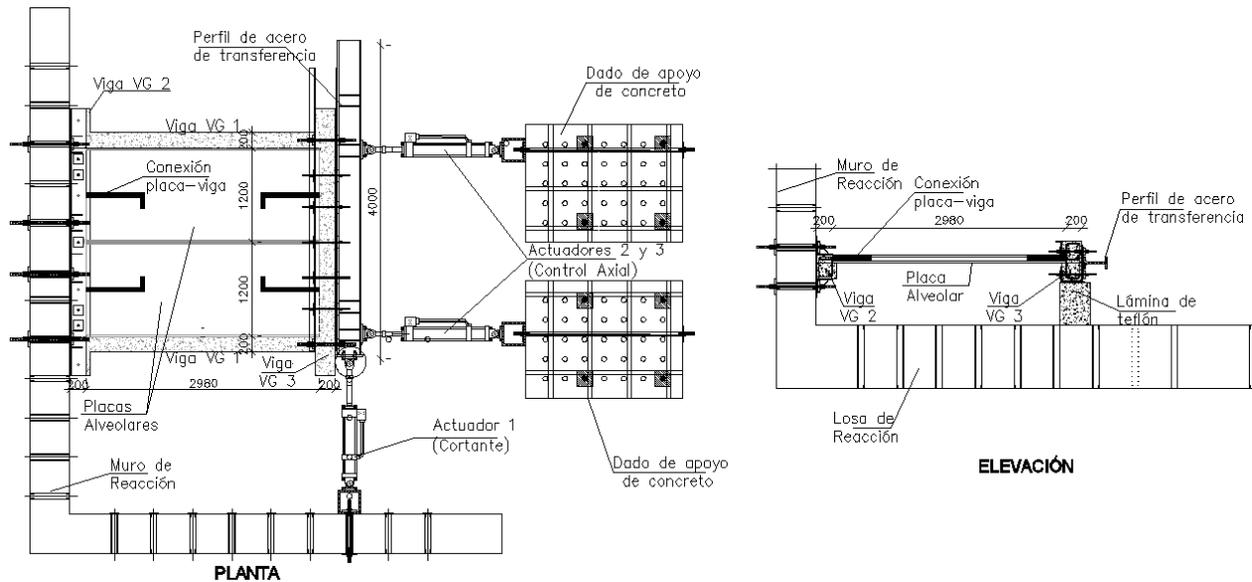


Figura 1: Montaje experimental de ensayos de subdiafragmas con placas alveolares. Medidas en mm.

2.3 Protocolo de ensayo y control

El montaje diseñado permitió la acción cíclica bidireccional de las solicitaciones mediante el uso de 3 actuadores. El desplazamiento lateral –cortante– fue aplicado por el actuador 1, mientras que los actuadores 2 y 3 –axiales– respondían individualmente para controlar la rotación, generando esfuerzos en el plano del diafragma de tipo cortante y limitando al mínimo el comportamiento flexural de la probeta. Los ensayos fueron efectuados bajo control por desplazamientos a una razón cuasi-estática de 1.3 mm/seg. El protocolo cíclico consistió en la aplicación de tres ciclos por cada nivel de desplazamiento o distorsión lateral, definida como Δ/L , donde Δ corresponde al desplazamiento lateral aplicado por el actuador 1 y L a la longitud entre ejes de las vigas VG1 igual a 3130mm. El protocolo utilizado fue desarrollado en el marco del proyecto de investigación de sistemas prefabricados PRESS (Priestley, 1992). La Figura 2 presenta el protocolo empleado.

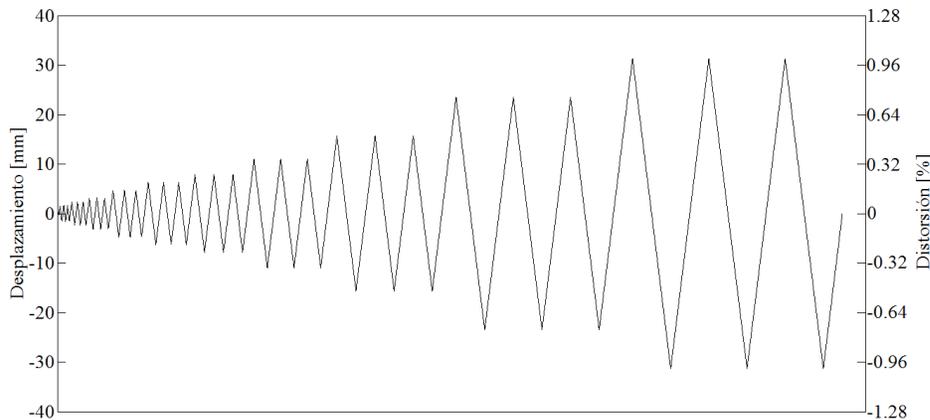
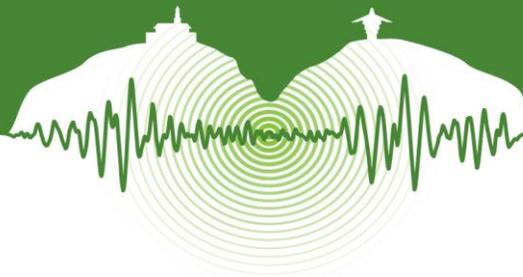


Figura 2: Protocolo de desplazamientos.



3 RESULTADOS Y ANÁLISIS

La respuesta histerética fuerza-deformación lateral de los cuatro ensayos ejecutados se muestra en la Figura 3. La respuesta obtenida en los ensayos 3 y 4 –Figuras 3c y 3d– muestra el efecto que tiene en el comportamiento de las probetas la extensión de las vigas VG2 y VG3 300mm más allá del borde las vigas VG1. Básicamente se observa que en los ensayos 3 y 4 las probetas exhibieron un comportamiento más rígido y menos dúctil en comparación con los ensayos 1 y 2 debido a que no se presentó daño en los nudos de las esquinas de la probeta. Por el contrario, en los ensayos 1 y 2 el comportamiento global de la probeta estuvo influenciado por el daño en los nudos de la viga que se encontraba empotrada en el muro de reacción –VG2–, obteniéndose una mayor disipación de energía por este concepto y demandando una menor fuerza en los actuadores paralelos de control axial. De igual modo, en la Figura 3 se puede observar que no fue posible completar el protocolo de desplazamientos especificado, alcanzándose una amplitud en términos de distorsión lateral de 0.35% en el ensayo 3 y de 0.25% en el ensayo 4. Esta situación fue debido a que uno de los actuadores encargados del control axial para prevenir flexión en la probeta, alcanzó su capacidad en términos de carga y fue necesario suspender los ensayos.

A partir del análisis de las curvas de respuesta histerética de la Figura 3, se observa que los sistemas ensayados no presentaron en ningún caso degradación de la resistencia. En cuanto a la degradación de rigidez, esta fue del orden del 71% y 55% para los ensayos 1 y 2 respectivamente. Para los ensayos 3 y 4 la comparación fue hecha hasta la distorsión máxima alcanzada en el ensayo 4, obteniéndose una degradación de la rigidez de 28% y 25.5% respectivamente.

En términos generales, la progresión de los daños en las probetas 1 y 2 fue la siguiente: (1) aparición de fisuras a lo largo de la junta longitudinal entre placas alveolares; (2) aparición de fisuras en la junta transversal trasera; (3) desprendimiento del concreto superficial en la junta longitudinal entre placas alveolares; (4) aumento de la abertura de la fisura a lo largo de la junta transversal trasera; y (5) fisuración significativa de los nudos de las esquinas traseras de las probetas. En cuanto a las probetas 3 y 4 la progresión de los daños se describe a continuación: (1) aparición de fisuras a lo largo de la junta longitudinal entre placas alveolares; (2) aparición de fisuración leve en la junta transversal trasera; y (3) aumento de la abertura de la fisura y leve desprendimiento del concreto superficial en la junta longitudinal entre placas alveolares. En todos los casos, debido al efecto del pretensado no se presentó fisuración de las placas alveolares ni del concreto donde se embebían las conexiones dentro de las placas.

Debido a la ausencia de conexiones entre placas y el desprendimiento del concreto de las juntas longitudinales entre placas, no se evidencia un mecanismo de transferencia de las cargas del diafragma entre placa y placa distinto a los que puedan ser transmitidos por el contacto entre placas y por el cortante por fricción que aportan las barras de refuerzo de las vigas VG2 y VG3 a la altura de las placas alveolares. En todo caso la respuesta del sistema está influenciada por las vigas perimetrales ya que, dadas las luces relativamente cortas y el confinamiento que proporcionan las vigas laterales, rigidizan el subdiafragma e integran el comportamiento individual de cada placa prefabricada una vez se pierde la continuidad proporcionada por la junta longitudinal.

La Figura 4 ilustra la magnitud de las deformaciones unitarias en la conexión más demandada en cada uno de los ensayos. En estas gráficas se demarca la deformación de fluencia promedio resultante de ensayos de tensión sobre las barras previamente realizados. Para el caso de conexiones configuradas con refuerzo corrugado la deformación promedio de fluencia fue de 0.0021 mm/mm, mientras que para el caso de conexiones con barras lisas fue de 0.0022 mm/mm. Se observa que las conexiones con barras corrugadas no alcanzaron la fluencia en ninguno de los casos. En cuanto a las conexiones con barras lisas, se observa que para la probeta 2 (Figura 4b), la conexión más demandada fluye en tensión a partir de un desplazamiento lateral de la probeta de 23.5mm, equivalente al 0.75% de distorsión lateral.

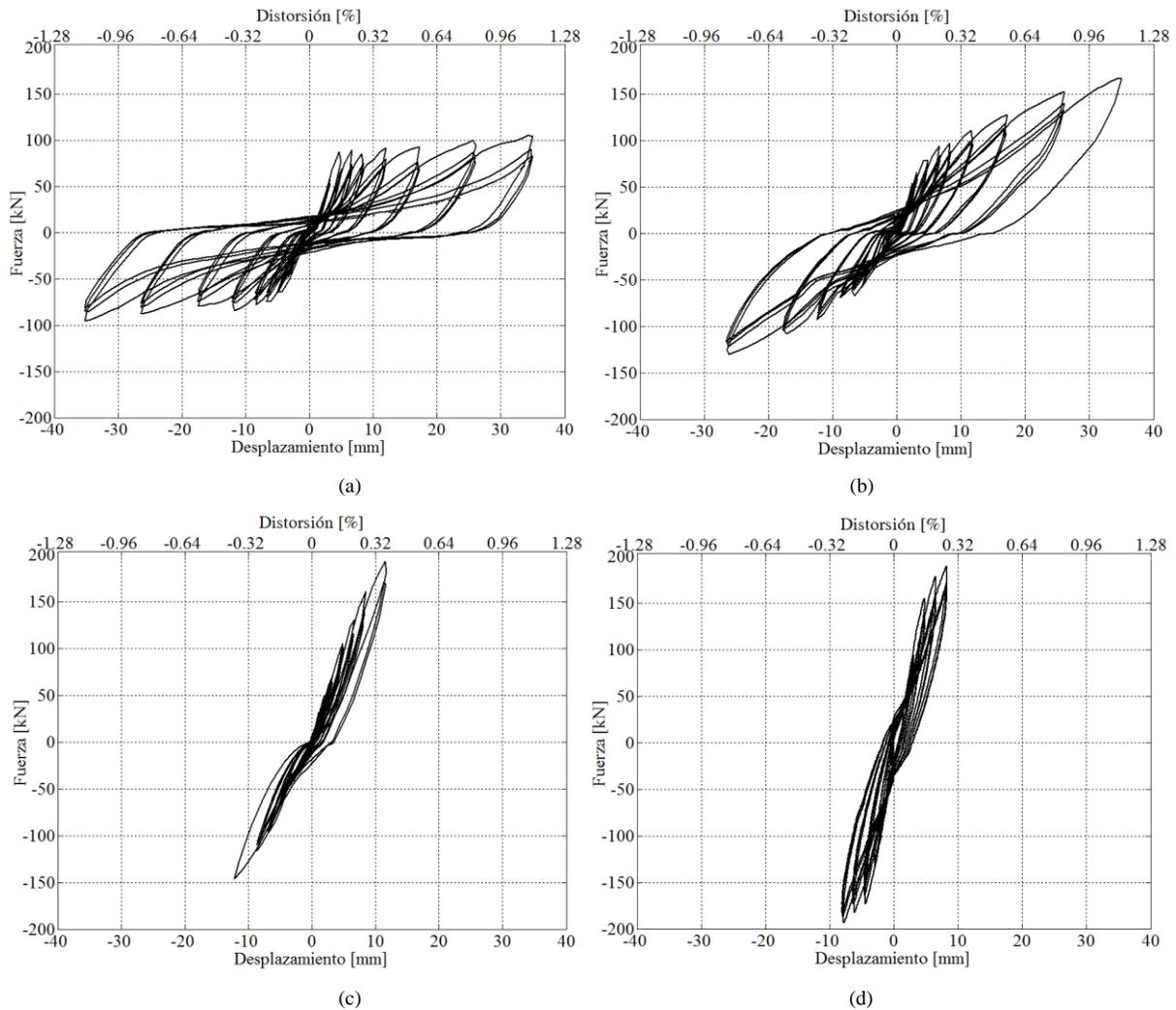
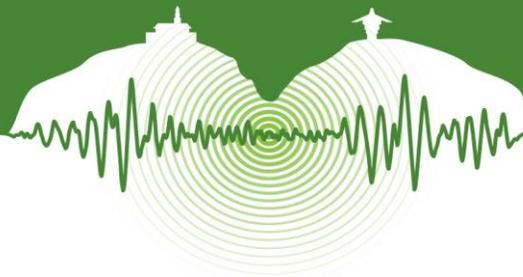


Figura 3: Respuesta histerética de las probetas: a) Ensayo 1; b) Ensayo 2; c) Ensayo 3; y d) Ensayo 4.

Así mismo, se puede apreciar que para un mismo nivel de desplazamiento lateral en las probetas, las conexiones compuestas por barras lisas (Figuras 4b y 4d) están sometidas a deformaciones unitarias mayores respecto a las conexiones con barras corrugadas (Figuras 4a y 4c). Esto se explica en razón de la menor fricción entre las barras lisas y el concreto, lo que a su vez permite que la barra se deslice y deforme con mayor facilidad en comparación con el refuerzo corrugado.

En la Figura 5 se presenta la magnitud de los deslizamientos medidos en la junta transversal del extremo anclado al muro de reacción (viga VG2). En las gráficas se aprecia que, desde fases muy tempranas de los ensayos, existe un deslizamiento permanente de las placas alveolares con respecto a la viga VG2. Este desacomodamiento de las placas como cuerpos rígidos en su propio plano es levemente mayor en las probetas que no tenían extensión de nudos. En el caso de los ensayos 1 y 2, para los que se efectuaron las etapas más avanzadas del protocolo, el deslizamiento relativo en la junta transversal registró lecturas del orden de 5.0mm, sin que se presentaran esfuerzos superiores al de fluencia en las conexiones.

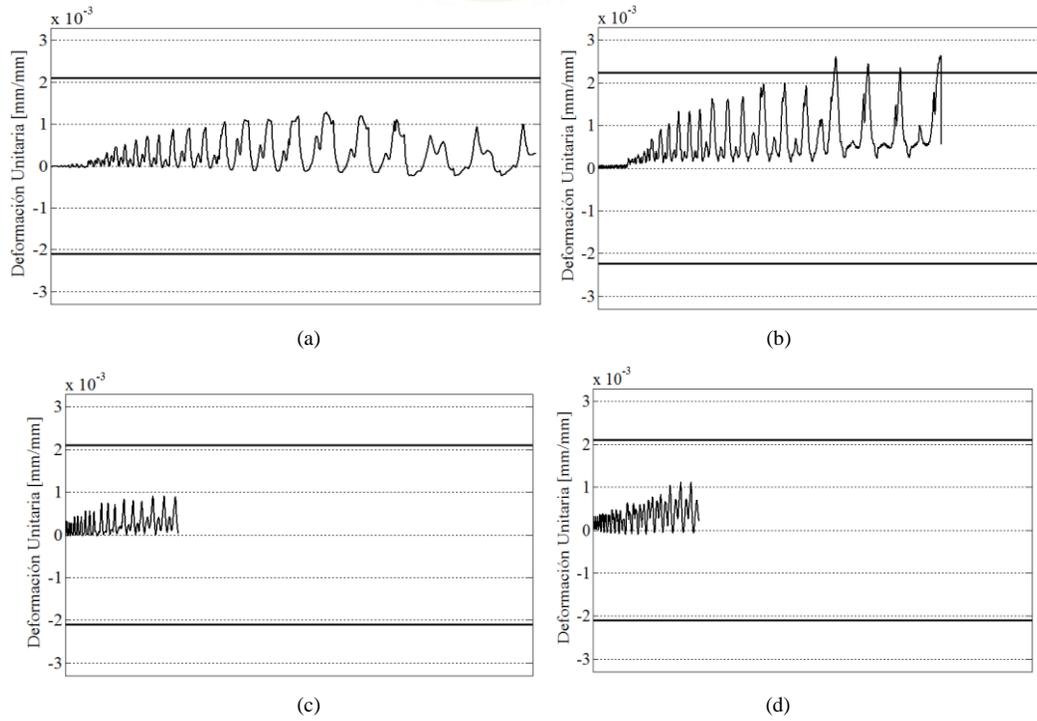
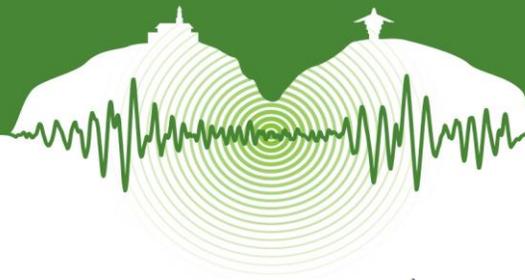


Figura 4: Deformación unitaria en la conexión más demandada: a) Ensayo 1; b) Ensayo 2; c) Ensayo 3; y d) Ensayo 4.

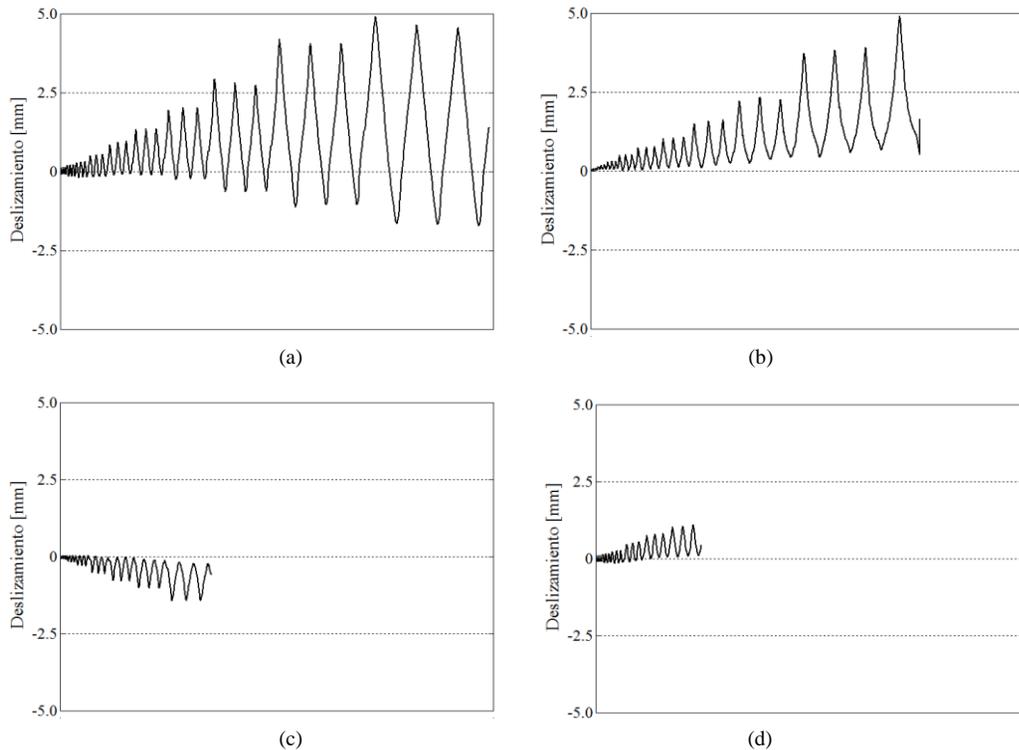
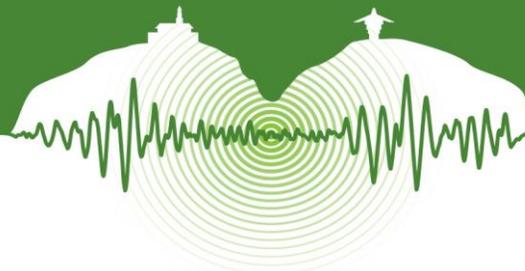


Figura 5: Deslizamiento en la junta transversal del extremo restringido: a) Ensayo 1; b) Ensayo 2; c) Ensayo 3; y d) Ensayo 4.



En cuanto al comportamiento de la junta longitudinal, en la Figura 6 se aprecia el nivel de deslizamiento relativo entre placas alcanzado en el ensayo 1 (14.22mm). Se puede observar que el deslizamiento entre placas tiende a oscilar alrededor de su posición inicial sin acumular deslizamientos permanentes, a excepción del ensayo 3 donde se aprecia un deslizamiento permanente desde fases muy tempranas del protocolo. Comparativamente hasta el nivel de desplazamiento lateral alcanzado en los ensayos 3 y 4, el deslizamiento relativo a lo largo de la junta longitudinal en todos los ensayos fue similar, sin que se aprecie una disminución en el deslizamiento ni en los daños observados por la rigidización de la probeta en los ensayos 3 y 4.

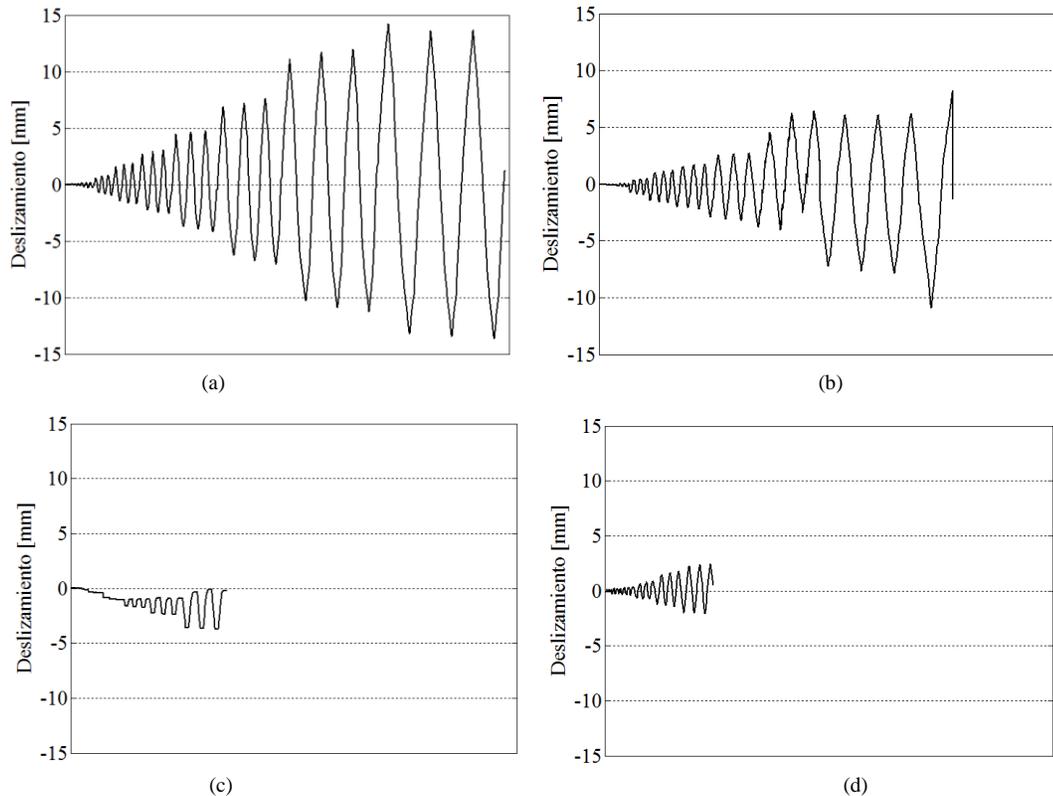
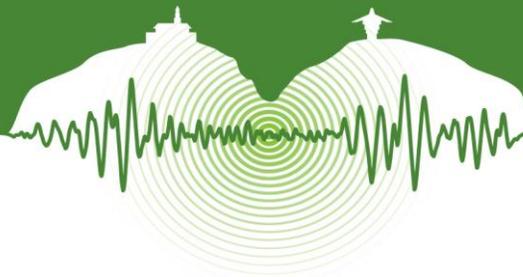


Figura 6: Deslizamiento en la junta longitudinal: a) Ensayo 1; b) Ensayo 2; c) Ensayo 3; y d) Ensayo 4.

CONCLUSIONES

El programa experimental presentado evaluó el comportamiento de cuatro probetas de sistemas de subdiafragmas compuestos por placas alveolares a escala real, representativos de las condiciones usuales en las edificaciones en Colombia. A partir de las observaciones y análisis presentados se obtienen las siguientes conclusiones:

1. El comportamiento de los sistemas ensayados está influenciado por la rigidez de los nudos de las esquinas de las probetas. Esto se evidencia en la respuesta histerética fuerza-deformación de las probetas 3 y 4, en las que se extendió la longitud de las vigas VG2 y VG3 300mm más allá del borde las vigas VG1, en las que se evidenció un comportamiento más rígido y menos dúctil en comparación con los ensayos 1 y 2 debido a que no se presentó daño en los nudos de las esquinas de la probeta.
2. Las conexiones ensayadas tuvieron una baja demanda de deformaciones debido a la resistencia aportada al sistema por parte de las vigas laterales (VG1). Solamente una de las conexiones con barras lisas del ensayo 2 superó la deformación de fluencia promedio obtenida para este tipo de refuerzo.
3. Las conexiones compuestas por barras lisas están sometidas a deformaciones unitarias levemente mayores con respecto a las conexiones con barras corrugadas. Lo anterior es debido a la menor fricción entre las barras lisas y el concreto, lo que a su vez permite que la barra se deslice y deforme con mayor facilidad en comparación con el refuerzo corrugado.



4. El deslizamiento relativo entre placas alveolares medido en la junta longitudinal genera una fisuración prematura del concreto de esta junta. Estos deslizamientos presentaron valores similares en todos los casos para un mismo nivel de desplazamiento lateral del ensayo, sin que se observara una influencia por la extensión de los nudos en las probetas 3 y 4.

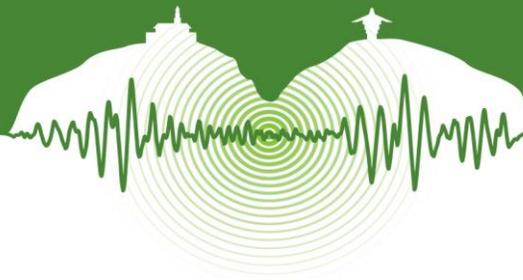
5. Debido a la limitante de la capacidad de los actuadores de control axial (actuadores 2 y 3), se ha optado por variar la forma de control de la flexión en las probetas, permitiendo desplazamientos axiales de la misma y controlando el giro en el extremo libre mediante una acción integrada de los actuadores axiales.

AGRADECIMIENTOS

Esta investigación en curso es financiada por la empresa Manufacturas de Cemento S.A y Colciencias (Proyecto 1204-562-37641). Los autores agradecen a la empresa D.S.I. Colombia S.A.S por la donación y suministro del sistema de postensado para el montaje experimental.

REFERENCIAS

- American Concrete Institute ACI. 1999. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-99) and Commentary*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- Building Seismic Safety Council BSSC. 1997. *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures FEMA 303*. Washington, D.C.
- Correal, J.F. y Angel, N.M. 2013. Estudio experimental del comportamiento de conexiones de diafragmas en sistemas de placas alveolares sin capa de compresión. *Memorias VI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Bucaramanga, pp 479-498.
- Diaphragm Seismic Design Methodology DSDM Consortium . 2014. *Seismic Design Methodology Document for Precast Concrete Diaphragms. Research Report. Publications of Charles Pankow Foundation*.
- Hawkins, N.M. and Ghosh S.K.. 2000. Proposed Revisions to 1997 NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for Precast Concrete Structures: Part 3 – Diaphragms. *PCI Journal*, Vol 45, N° 6, pp 50-59.
- International Conference of Building Officials ICBO. 1997. *Uniform Building Code*. Whittier, CA.



Comportamiento de muros delgados de concreto reforzado ante cargas laterales

Behavior of thin reinforced concrete walls under lateral load

Carlos A. Blandón^{1*}, José F. Rave-Arango² y Ricardo L. Bonett-Díaz³

¹ Profesor, Estructuras, Construcción y Geotecnia, Escuela de Ingeniería de Antioquia, Envigado, Colombia

² Investigador, Estructuras, Construcción y Geotecnia, Escuela de Ingeniería de Antioquia, Envigado, Colombia

³ Profesor Titular, Programa de Ingeniería Civil, Universidad de Medellín, Medellín, Colombia

RESUMEN

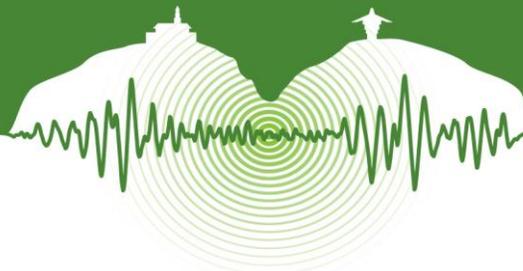
En algunos países de Latinoamérica se ha popularizado la utilización de un sistema de construcción industrializado de edificaciones a partir de elementos delgados de concreto reforzado los cuales se caracterizan por tener espesores que pueden variar entre 80 mm y 120 mm. De acuerdo a la información existente sobre elementos de concreto reforzados sometidos a cargas laterales, el comportamiento de este tipo de elementos depende de diversas variables incluyendo la carga axial, la cantidad de refuerzo y el detallado de elementos de borde. El sistema basado en muros delgados se caracteriza por presentar algunas condiciones que de acuerdo a la información existente, podrían limitar de forma significativa la capacidad de deformación inelástica. Sin embargo, debido a que este sistema constructivo se originó en países de Latinoamérica, existe información limitada acerca de su comportamiento ante cargas sísmicas. Este documento presenta un avance de ensayos realizados en cuatro especímenes sometidos a carga axial y carga lateral simultáneamente. Tres de los especímenes tenían una longitud de 1.2 m de largo y tres niveles iniciales de carga axial correspondientes al 5%, 10% y 15% de la capacidad nominal de la sección de concreto. El refuerzo consistía en una barra No.5 en cada uno de los extremos y una malla electro soldada D158 en el resto del elemento. Un cuarto elemento tenía una longitud de 2.7 m y geometría en T con una aleta de 0.44 m. El refuerzo consistía de 3 barras No.5 en los extremos y barras de 6 mm en el resto del elemento. El espesor de todos los elementos fue de 80 mm. En los elementos de 1.2 m el montaje experimental para los especímenes de 15% y 5% de carga axial permitió un leve desplazamiento fuera del plano principal de los muros, mientras que para los otros dos casos este movimiento se restringió completamente. Los ensayos revelaron que el comportamiento del muro depende significativamente de la restricción lateral, dado que al restringir la capacidad de desplazamiento fuera del plano es posible alcanzar altos niveles de deformación. También se encontró que desplazamientos laterales que inducen derivas cercanas al 1% producen daños en los elementos que podrían considerarse no reparables en los muros más largos con la mayor participación en la resistencia lateral del sistema. La falla ocurre principalmente por el pandeo del acero de refuerzo que induce un descascaramiento del concreto en la base de los muros.

Palabras clave: Muros esbeltos, ensayos cíclicos, concreto reforzado.

ABSTRACT

Some Latin-American countries have adopted an industrialized system for the construction of buildings which consists on thin reinforced concrete elements with a thickness that varies between 80 mm and 120 mm. Based on the existing information of reinforced concrete elements, the behavior of such elements depends on several parameters including the axial load ratio, steel ratio, boundary element detailing, etc. The thin reinforced concrete wall system is characterized by some conditions that, according to this existing information, could significantly limit the inelastic deformation of the structural elements. However, as the system is largely used outside the USA, there is a lack of information about its actual behavior under seismic loading. This document presents some results of a testing program consisting of four walls subjected to simultaneous axial and lateral loading. Three of these walls had a length of 1.2 m and axial load ratios of 5%, 10% and 15%. These specimens were reinforced with a No.5 rebar at both ends and an electrowelded mesh D158. The fourth element was 2.7 m long with a T section shape with a 0.44 m flange. It was reinforced with 3#5 bars at both ends and 6 mm bars along the rest of the wall. The thickness of the specimens was 80 mm. The 1.2 m specimens with 15% and 5% ALR were allowed to have a slight displacement out of plane while the other two speci-

* pfcblandon@eia.edu.co



mens were completely restricted to move out of plane. Tests revealed that walls that were allowed to move out of plane had a smaller displacement capacity than the walls that were restricted to move in that direction. It was also found that a drift close to 1% may cause damage that could be considered not reparable in the walls that are responsible for carrying most of the lateral load. Failure in all of the walls occurred due to buckling of the longitudinal reinforcement which produced spalling of the concrete around it.

Keywords: Thin walls, reinforced concrete, cyclic testing.

1 INTRODUCCIÓN

En algunos países de Latinoamérica, incluyendo Colombia, se ha popularizado el uso del sistema conocido como “muros vaciados” de concreto reforzado. Sin embargo, para maximizar el área útil y disminuir costos, se ha reducido de forma drástica el espesor de los muros sin ningún tipo de verificación de la validez de las hipótesis empleadas para el diseño. Las evidencias registradas durante los últimos eventos sísmicos y los resultados obtenidos de un amplio número de ensayos de laboratorio (Thomsen & Wallace, 2004; Su y Wong, 2007; Alarcon et al., 2014; y Hube et al., 2014), han puesto en evidencia la limitación de este sistema cuando se emplean muros de poco espesor, gran altura o gran longitud, es decir, muros esbeltos. Las fallas que se han registrado obedecen a un comportamiento frágil y súbito que no es adecuado para ningún tipo de estructura y mucho menos para aquellas que están localizadas en zonas de amenaza sísmica moderada y alta. Para el caso particular de Colombia, los niveles de esbeltez están muy por encima de lo registrado en la literatura técnica y adicionalmente, debido a su espesor reducido, estos muros no tienen elementos de borde ni un detallado que permita confinar el concreto. En muchos casos, lo anterior se combina con altos niveles de carga axial. Existe evidencia científica y técnica sobre el comportamiento sísmico de muros que indica que la combinación de las variables antes descrita podría resultar en un desempeño pobre ante cargas sísmicas. Sin embargo, existen pocos estudios y datos experimentales sobre el sistema utilizado en Colombia y otros países de Latinoamérica. Para abordar este problema, se realizó inicialmente un trabajo exploratorio, el cual consistió en la revisión de los planos arquitectónicos y estructurales de un grupo de 12 edificios localizados en los municipios de Envigado y Medellín. De este trabajo se lograron identificar los diferentes tipos de muros rectangulares de acuerdo con las variaciones en cuanto al detallado del refuerzo, la relación de aspecto, la relación de esbeltez y los niveles de carga axial. Los resultados obtenidos de éste análisis conceptual se emplearon para elegir cuatro casos de estudio representativos de la condición identificada como más desfavorable desde el punto de vista sísmico. Estos casos fueron evaluados inicialmente de forma numérica para cuantificar su desempeño y corroborar las hipótesis formuladas, las cuales fueron confrontadas con una evaluación experimental a escala real. Los resultados obtenidos ponen en evidencia la limitación de este tipo de elementos en cuanto a su nivel de ductilidad por desplazamiento y rotación, al igual que la baja capacidad de disipación de energía, lo cual contrasta con los altos valores empleados para el diseño de estos elementos.

2 INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL

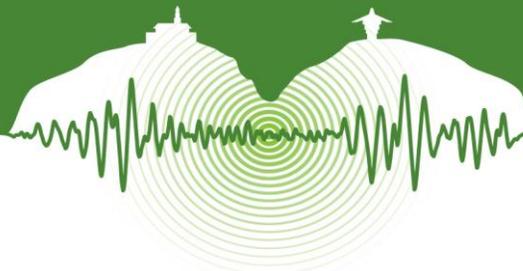
2.1 Descripción de los prototipos

En la revisión de la literatura se pudo evidenciar que la configuración estructural y el detallado del refuerzo de los muros esbeltos que se diseñan y construyen en Colombia, no han sido investigados de manera exhaustiva, debido a que poseen características muy particulares. Por lo tanto, con el objetivo de evaluar el desempeño ante cargas laterales de los muros identificados como vulnerables de acuerdo con sus propiedades geométricas y mecánicas, se construyeron cuatro prototipos a escala real llamados 1EIA, 2EIA, 3EIA y 1EPFL. La nomenclatura está asociada al lugar donde se realizaron los ensayos, esto es, en la Escuela de Ingeniería de Antioquia –EIA- y en el “Earthquake Engineering and Structural Dynamics Laboratory” –EESD- del École Polytechnique Fédérale de Lausanne –EPFL- (Suiza). Cada muro fue sometido a un ensayo cuasi-estático para evaluar su capacidad y responder a los cuestionamientos o reflexiones sobre las tendencias actuales de la práctica constructiva de muros rectangulares de concreto reforzado en Colombia.

Para la definición de los cuatro prototipos, se partió del análisis previo de 12 edificios localizados en los municipios de Envigado y Medellín (Colombia). A partir de los planos estructurales, se identificaron las principales características en cuanto a geometría, propiedades mecánicas, detallado del refuerzo y configuración estructural. Se seleccionó un edificio de 7 niveles, que reúne varias de las condiciones observadas en las demás estructuras y juzgadas como las más desfavorables. En todos los casos, se trató de muros de concreto de 8 cm de espesor, con una sola capa de refuerzo ubicada a la mitad del espesor, compuesta por barras equiespaciadas a modo de malla electrosoldada y barras verticales adicionales concentradas en los extremos, y sin secciones de concreto confinado, como consecuencia de la disposición del reforzamiento en una sola capa.

2.1.1 Prototipos EIA

En la Tabla 1 se muestran las características geométricas y propiedades mecánicas de los tres muros evaluados. Los muros que corresponden a los ensayos en la EIA tienen la misma sección transversal y el mismo detallado de refuerzo. Las variaciones corresponden al nivel de carga axial y a la altura total del espécimen. Para la fabricación del hormigón, se dispuso de una dosifica-



ción por peso con el fin de alcanzar resistencias de 21 MPa en ambos. Para evidenciar las características de resistencias de los prototipos, en el muro 1EIA se extrajeron seis cilindros de dos mezclas diferentes, ya que éste fue vaciado en dos tramos: de la base a 2.5 m y de 2.5 m a los 4.67 m de altura, mientras que para los muros 2EIA y 3EIA se utilizó una sola mezcla, de la cual se extrajeron tres cilindros. Los valores registrados en la Tabla 1 corresponden al promedio.

Tabla 1: Descripción de los especímenes ensayados

Muro	Altura, H_w (m)	Longitud, L_w (m)	A_r	Cuantía longitudinal, ρ_l	f'_c (MPa)	ALR (%)
1EIA	4.7	1.2	3.89	0.71 % (base a 0.35 m)	23	16
2EIA	4.5	1.2	3.75	y	21	5
3EIA	4.5	1.2	3.75	0.61 % (0.35 m a 4.5 m)	21	10

La distribución del refuerzo para los tres muros se realizó de manera homogénea, por medio de una malla de refuerzo electro soldada D158 en el alma y el total de la altura de los muros y una barra No.5 (diámetro de 5/8") en cada extremo como elementos de borde no confinado. En la Figura 1 se muestra una vista en planta de la sección transversal de los muros ensayados en la EIA.



Figura 1: Sección transversal de los muro 1EIA, 2EIA y 3EIA.

Las características geométricas en altura se muestran en la Figura 2. La diferencia en cuanto a la posición con respecto a la viga de fundación solo se debe a que se utilizó la misma viga para ambos muros y, por lo tanto, fue necesario ubicar cada muro en una zona diferente.

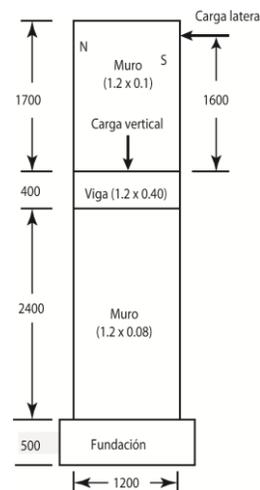
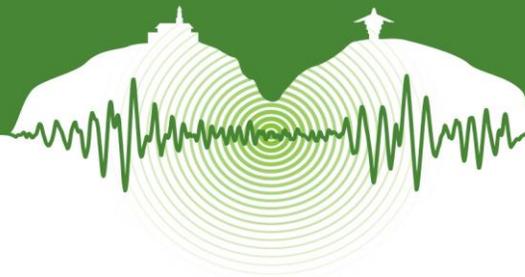


Figura 2: Características geométricas de los muros 1, 2 y 3 EIA.

2.1.2 Prototipo EPFL (Suiza)

El prototipo del muro ensayado en el EPFL consistió, como se muestra en la Figura 3, en un muro de concreto de sección transversal en T, de 8 cm de espesor y 2.0 m de altura. El alma, que constituía verdaderamente el muro de interés comparable con los ensayos hechos en la EIA, tenía una longitud de 2.7 m. El ala, por su parte, tenía un ancho 0.44 m y su inclusión pretendió modular el efecto que tiene, sobre la estabilidad lateral y el modo de transferencia de cargas, la conexión con otro muro perpendicular.



El refuerzo de la sección principal (alma) consistió en una sola capa base de barras uniformemente distribuidas, complementado con refuerzo de borde. La capa base se componía de 15 barras verticales de 6 mm de diámetro espaciadas 240 mm y 10 barras horizontales del mismo diámetro colocadas cada 200 mm. El refuerzo de borde correspondió a tres barras verticales de 16 mm de diámetro ubicadas en cada extremo y separadas 100 mm entre sí. De manera análoga, en el ala se ubicaron 10 barras horizontales coincidentes con la del alma y cuatro barras verticales simétricamente distribuidas respecto al eje, todas ellas de 6 mm de diámetro. Finalmente, con miras a representar el detalle constructivo de unión entre el muro y la fundación, todas las barras verticales de 6 mm de diámetro presentaban un traslape de 300 mm en la base del muro. Los detalles se muestran en la Figura 3.

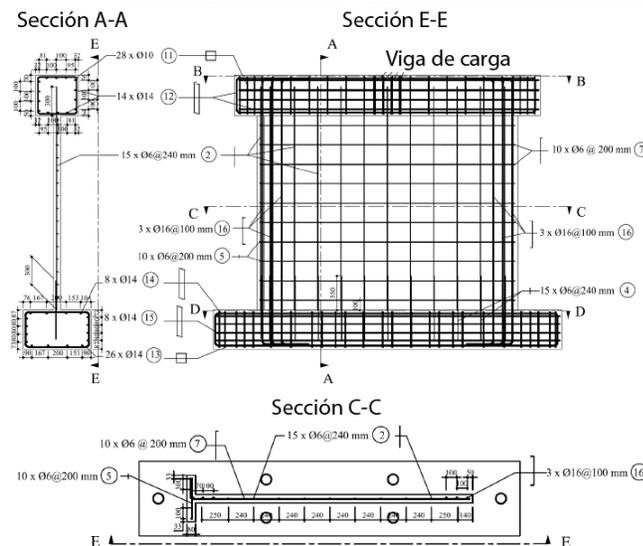


Figura 3: Refuerzo del espécimen ensayado en EPFL.

2.2 Montaje experimental y protocolo de carga

2.2.1 Laboratorio EIA

Los prototipos fueron construidos en el laboratorio de estructuras de la Escuela de Ingeniería de Antioquia (EIA) sede Las Palmas. Para evaluar el comportamiento ante carga vertical y lateral se realizó un ensayo cíclico y cuasi estático. En la Figura 4 se muestra una fotografía del montaje experimental en donde se puede observar un piso de reacción, un marco de carga metálico y el muro a ensayar. Para fijar el espécimen al piso de reacción, se emplearon barras roscadas de acero de 38 mm de diámetro. En la parte superior del muro, se instaló un actuador hidráulico con una capacidad de fuerza de 520 kN y desplazamiento de +/- 150 mm, el cual se empleó para aplicar una historia de desplazamiento horizontal en la cabeza del muro. En esta zona, se observa un ensanchamiento de la sección del muro, diseñada especialmente para evitar una falla por concentración de esfuerzos, lo cual invalidaría el ensayo. La carga axial se aplicó por medio de cuatro cables postensados no adheridos, localizados a lado y lado del muro y distribuidos en toda su longitud. Los cables se fijaron al refuerzo de la viga de fundación del muro y en la parte superior se empleó un anclaje móvil sobre dos vigas metálicas localizadas a lado y lado del muro.

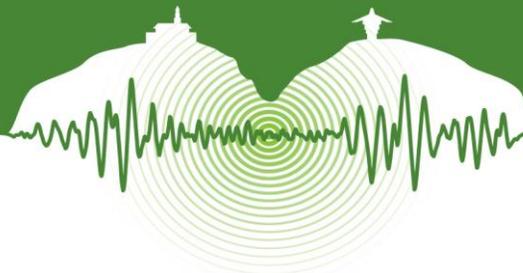


Figura 4: Piso y marco de reacción del laboratorio de estructuras de la EIA sede Palmas.

A manera de ilustración, se muestra en la Figura 5a el protocolo de desplazamientos empleado para el ensayo del muro 3EIA. Para los tres muros se emplearon protocolos similares. La carga lateral para el muro 1EIA se aplicó a una altura de 4 m desde la base del muro, mientras que en los muros 2EIA y 3EIA la carga se aplicó a 4.4 m de la base. El objetivo del montaje es representar lo más cercanamente posible la relación M/V existente en el muro real, considerando las limitaciones geométricas y de capacidad del sistema de carga. Evaluaciones numéricas preliminares dan como resultado valores de M/V mayores a 10; sin embargo, sólo fue posible alcanzar un valor máximo de 4.4 debido a restricciones en el montaje. Sin embargo, las dimensiones del espécimen permitieron reducir el efecto de la fuerza cortante, logrando que la forma de falla y distribución de la fisuración se presentara en mayor parte por el efecto del momento flexionante.

2.2.2 Muro EPFL

La prueba ejecutada en el laboratorio del EESD consistió en un ensayo cíclico y cuasi-estático controlado por desplazamiento. El protocolo de carga incluyó una primera etapa donde se aplicó la carga axial de 342 kN, correspondiente al 5% de la capacidad nominal de la sección transversal de concreto. A continuación, se ejecutó una serie de ciclos de carga lateral cada uno de ellos consistente en la aplicación de la fuerza horizontal necesaria para alcanzar un desplazamiento objetivo en la viga superior, a 2.2 m de la base, primero en la dirección del ala y luego en la dirección opuesta. Los desplazamientos objetivo se incrementaron cada segundo ciclo (es decir, un mismo desplazamiento fue aplicado dos veces en cada dirección alterna) hasta generar la falla del muro. En la Figura 5b se muestra el protocolo de desplazamientos utilizado para el ensayo. En todos los casos, tras la aplicación de cada fuerza (vertical o lateral), la misma se sostenía por unos minutos para permitir la estabilización de los esfuerzos y el posterior marcado y medición de ancho de las grietas.

En la Figura 6 se ilustra la configuración de aplicación de cargas - más no el montaje real- para el muro ensayado en EPFL. Se dispusieron tres actuadores con capacidad de 1000 kN y 1000 mm de carrera. Dos de ellos se colocaron en posición vertical y se conectaron sobre la viga superior del muro para simular las cargas gravitacionales debidas al peso del edificio, los ocupantes y el mobiliario. El tercero, colocado horizontalmente y conectado al extremo norte de la viga superior, fue destinado a la aplicación de la fuerza lateral cíclica que se esperaba como derivada de la aceleración sísmica del edificio. Los tres actuadores se conectaron a un mismo sistema de control que permitía hacer correcciones constantes de la fuerza de cada uno con base en la ejercida por los demás, de modo que el actuador horizontal aplicaba una fuerza que estaba asociada con una variación de las cargas verticales con el objetivo de compensar el momento esperado en la base del muro debido a la distribución y altura reales de las fuerzas sísmicas, para conservar así la relación esperada de $M/V=10$ m

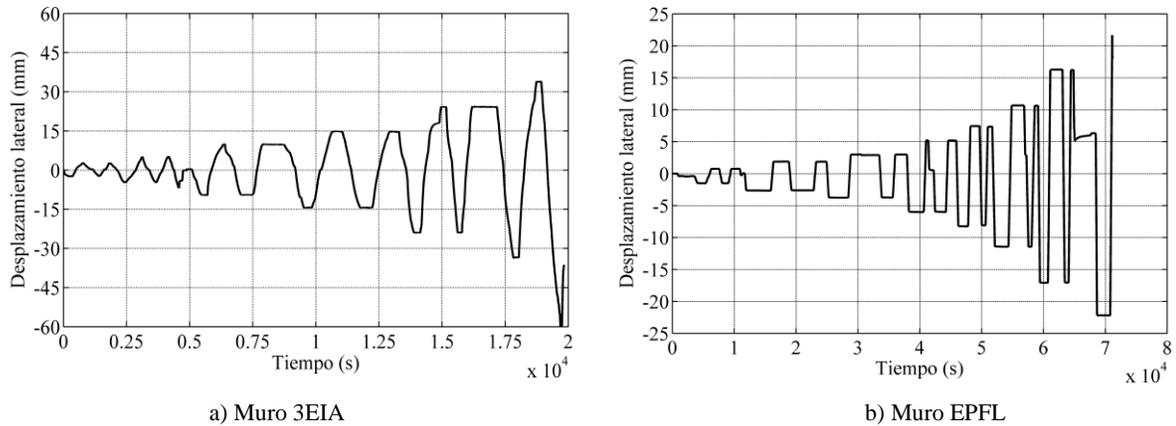
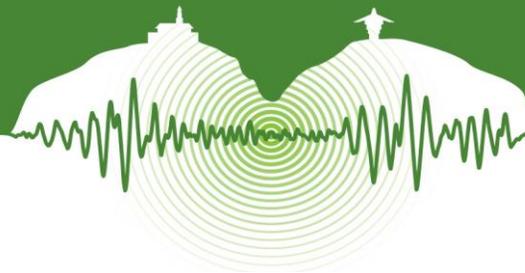


Figura 5: Protocolo de desplazamiento lateral aplicado en los ensayos.



Figura 6: Configuración del ensayo en EPFL.

2.3 Sensores e instrumentación

2.3.1 Muros EIA

Para medir las deformaciones unitarias en la sección crítica de los muros (la base) se utilizaron galgas extensométricas instaladas en las barras de refuerzo antes de realizar el vaciado. Para los muros de la EIA, estos dispositivos se instalaron (dobles) en las barras No.5 (diámetro 16 mm) de los extremos y en dos de las barras No.2 (diámetro 6 mm) centrales, en un punto muy cercano a la interface con la fundación. Para medir los desplazamientos horizontales y verticales se utilizaron potenciómetros. Cada uno de los elementos de medición de desplazamientos y su ubicación se muestran en la Figura 7a para el muro 1EIA y en la Figura 7b para los muros 2EIA y 3EIA.

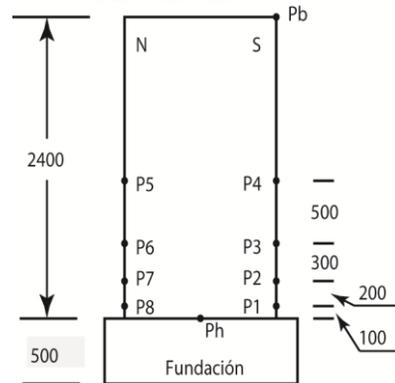
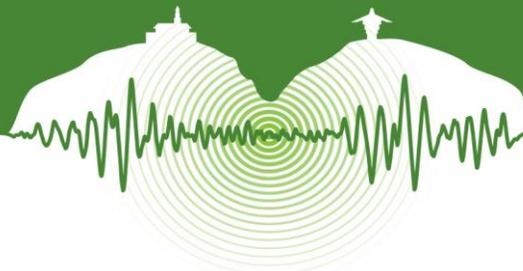


Figura 7: Posicionamiento de los potenciómetros en la parte frontal de los muros EIA.

2.3.2 Muro EPFL

Para medir la deformación en los extremos norte y sur del muro, 8 transductores lineales fueron situados verticalmente a lo largo de cada uno de estos bordes. Los transductores, de 20 mm ó 50 mm de elongación máxima, se ubicaron en alturas de 50, 250, 450, 850, 1250, 1750 y 1950 mm medidos desde la base del muro (cara superior de la viga de fundación). Asimismo, otro transductor lineal de 50 mm de carrera, fue situado horizontalmente contra el centro de la cara lateral de la viga superior, para registrar el desplazamiento lateral del muro. La toma de datos de estos sensores se llevó a cabo con una frecuencia de 2.0 Hz. Por su parte, en la cara este del muro se utilizó un sistema óptico Optotrack Certus. Para ello, una red de diodos emisores de luz infrarroja se distribuyó a lo largo de la superficie, coincidiendo con los puntos medios de los espacios entre barras de modo que la aparición de grietas, que normalmente ocurre en la ubicación del refuerzo, no despegara los diodos. Durante el ensayo, la posición de los emisores infrarrojos fue detectada por medio de dos cámaras Optotrack Certus, registrando las coordenadas x,y e z de cada LED cada 0.5 s.

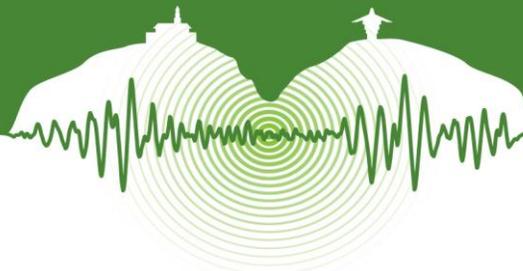
3 RESULTADOS EXPERIMENTALES

A continuación se presentan los resultados globales obtenidos de tres de los cuatro ensayos realizados, dos en el laboratorio de la EIA y uno en EPFL. Algunos resultados no se incluyen debido a que en algunos casos los sensores presentaron algún daño durante el proceso de ensayo. En 1EIA se desprendieron los potenciómetros de la base debido a una fisuración prematura en los puntos de anclaje. En 2EIA la escala de la celda de carga se saturó para los ciclos de fuerza de halado hacia el sur.

3.1 Comportamiento histerético y envolventes

En la Figura 8 se presentan las gráficas de histéresis Fuerza vs. Desplazamiento (Deriva) obtenidos para tres de los cuatro ensayos ejecutados como parte del proyecto. El primer ensayo realizado en la Escuela de Ingeniería de Antioquia (1EIA) muestra una gráfica de histéresis irregular, asimétrica debido a un comportamiento marcado fuera del plano principal del muro. En cuanto al segundo ensayo (2EIA), se evidenció un comportamiento estable del muro en la dirección más débil. El sensor de fuerza no funcionó correctamente cuando estuvo sometido a fuerzas de tracción, por lo que la gráfica muestra una carga máxima de 35 kN aproximadamente. Evidentemente el muro ensayado alcanzó una resistencia mayor pero no fue posible obtener los ciclos completos para las fuerzas que excedieron los 35 kN. La prueba realizada en Suiza (EPFL) muestra un comportamiento relativamente estable hasta la falla. A partir de los resultados anteriores, pueden estimarse las capacidades de los cuatro prototipos aproximadamente como las siguientes: para el muro 1EIA, una fuerza cortante de 70 kN y un desplazamiento de 20 mm, con falla al cargar en dirección sur; para el espécimen 2EIA, una carga de 60 kN y un desplazamiento de 30 mm, fallando en sentido norte ; y para el prototipo EPFL, una carga lateral máxima de 150 kN para un desplazamiento de 22 mm cuando el alma está en tracción, y de 175 kN con desplazamiento de 17 mm cuando el alma está en compresión, misma situación en que se presenta la falla.

Una estimación del desplazamiento de fluencia utilizando una aproximación de un envolvente bilinear resulta en 7 mm para 1EIA y un valor de 7.5 mm para 2EIA. Esto resulta en ductilidades de desplazamiento de 2.5 y 5.3 respectivamente. En el caso del muro de EPFL se obtuvo un desplazamiento de fluencia cercano a 3.8 mm y ductilidades de 4.3 para el caso del alma a compresión. La ductilidad en el caso de la aleta a compresión llegó hasta 5.8 pero no se conoció su máximo valor debido a que el muro falló en el siguiente ciclo que sometió el ala a compresión.



Los resultados muestran ciclos histéricos relativamente estrechos lo que indica una baja capacidad de disipación de energía, seguramente explicable por la inexistencia de confinamiento del concreto. Esto último coincide también con la apreciación de la ductilidad limitada que parecen ofrecer los muros, llegando la mayoría sólo a un 1% ó 1.5% de deriva, valor bastante pesimista si se tiene en cuenta que se trataba de ensayos reales de elementos estructurales típicamente diseñados con factores de capacidad de disipación de energía de 4 y 5.

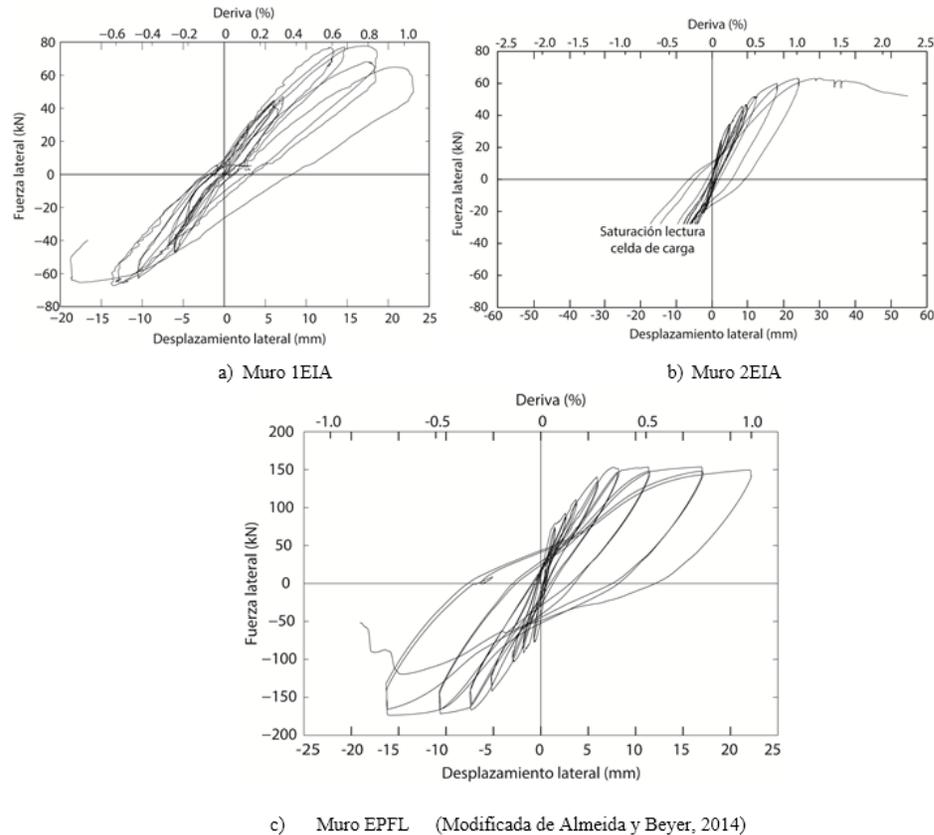


Figura 8: Curvas de histéresis.

3.2 Modos de falla

En la Figura 9 se muestra el estado de falla de los muros EIA después de la finalización del ensayo y en la Figura 10 una vista lateral en la zona de falla. El comportamiento de los muros fue muy similar, caracterizados por una falla a compresión en la base del muro y el posterior pandeo del muro fuera del plano (Fig. 10). La falla en el muro 1EIA se inició por el aplastamiento en el lado norte y luego se propagó rápidamente a lo largo del muro, produciendo una pérdida inmediata de la capacidad de soporte de carga axial y una ductilidad baja. Una vista en el sentido transversal del muro muestra el pandeo significativo en esta dirección, el cual se formó incrementalmente desde los primeros ciclos (ver Figura 10a). Es importante anotar que para este muro en particular se tenía un desplome inicial de alrededor de 1 cm en la parte superior del muro resultado del procedimiento de construcción que trataba de emular el mismo procedimiento realizado en obra. Además de esto también existía un desalineamiento del eje longitudinal del muro con el sentido de aplicación de la fuerza, lo que generó un leve giro alrededor del eje vertical del muro. Aunque este tipo de combinaciones de carga e imperfecciones constructivas son posibles en la estructura real, se realizaron modificaciones en los muros 2EIA y 3EIA para descartar estas variables.

En el muro 2EIA se presentó un evidente aplastamiento del concreto en ambas caras en la parte inferior del muro. El daño se extendió más hacia la cara sur (Fig. 9b) pues fue la cara que estuvo a compresión durante la última fase de aplicación de carga. El concreto en la cara norte (Fig. 10b) también mostró una falla por compresión y se evidencia el pandeo del acero de refuerzo.

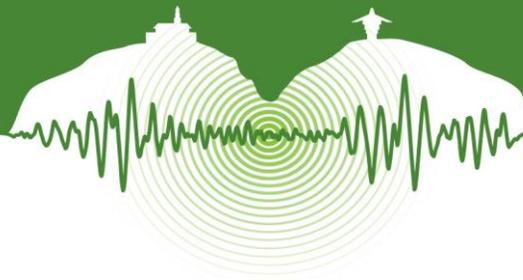


Figura 9: Modo de falla de los muros ensayados en la EIA.

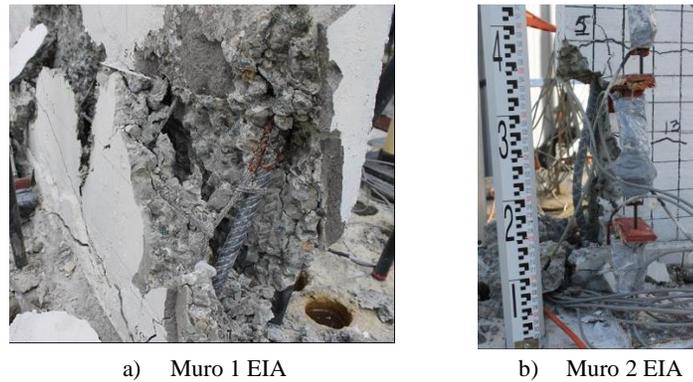


Figura 10: Vista lateral de los muros ensayados en la EIA después de la falla.

3.3 Degradación de rigidez

La Figura 11 muestra la degradación que sufren los muros ensayados en función de la deriva alcanzada. Puede notarse allí cómo la rigidez de la estructura cae muy rápidamente en su primer tramo, presumiblemente por el hecho que desde el mismo inicio de la carga no existe ningún confinamiento que restrinja en algo el agrietamiento de la sección, al punto que con sólo un 0.5% de deriva, la rigidez ya se ha reducido hasta cerca de la mitad de la rigidez elástica y para un 1% apenas subsiste alrededor del 20% de la rigidez inicial. Esta observación resulta de especial atención, si se tiene en cuenta que los métodos de análisis típicamente usados en el medio para estimar las demandas con las cuales diseñar las estructuras, mayoritariamente se basan en suposiciones de comportamiento elástico a partir de la rigidez bruta de la sección de concreto.

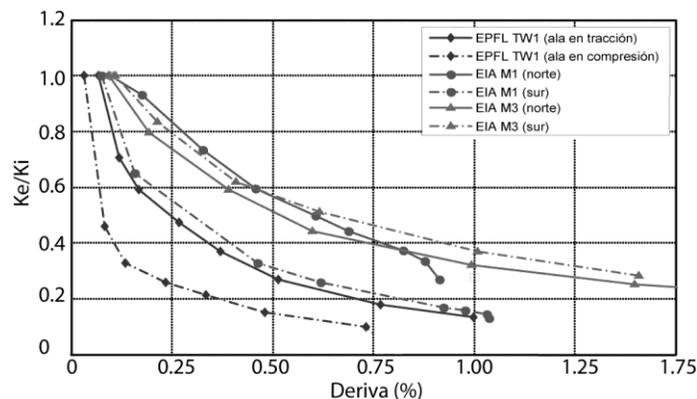
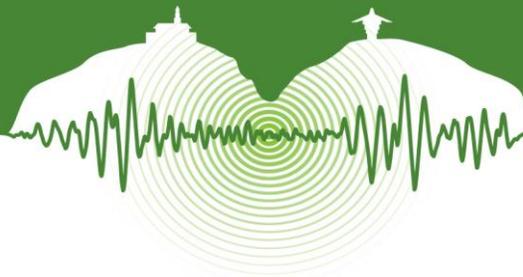


Figura 11: Degradación de la rigidez de los muros ensayados.



CONCLUSIONES

Las características del sistema de muros vaciados de concreto reforzado en Colombia genera un escenario particular en términos tanto de las características geométricas como del detallado del refuerzo. Investigaciones experimentales y analíticas previas sobre muros con diversas configuraciones geométricas y detallado del refuerzo, indican que factores como alta relación de aspecto, alta esbeltez, alta relación de carga axial y falta de elementos de borde puede resultar en elementos de baja capacidad de desplazamiento, tipos de falla frágil y baja capacidad de disipación de energía. Para este proyecto, se analizaron muros esbeltos de concreto reforzado representativos de una muestra de edificios reales localizados en los municipios de Envigado y Medellín. Los resultados obtenidos de los ensayos cuasi estáticos realizados, muestran todos un mecanismo de falla caracterizado por el aplastamiento del concreto. Se observa que, mientras la dirección en la que fallan los muros ensayados en EIA es aleatoria lo que es comprensible por cuanto son muros de sección simétrica, el prototipo ensayado en el EPFL falla por aplastamiento del concreto precisamente cuando es el alma, con sección resistente mucho menor que la del ala, la que está sometida a compresión.

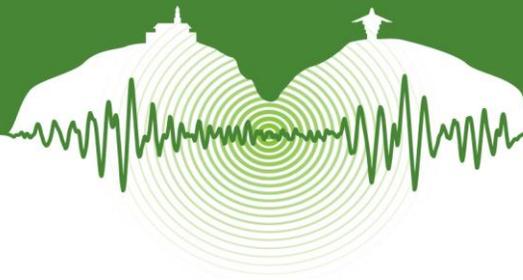
Los resultados experimentales ponen en evidencia las limitaciones en cuanto a capacidad de rotación de este tipo de muros y, por consiguiente, las restricciones en cuanto a los desplazamientos laterales. La mayoría de los muros solo llegaron a niveles del 1% o 1.5% de deriva, lo cual representa una condición desfavorable considerando que estos valores deben estar asociados a una condición de servicio y no a un estado último o de falla. Este escenario se genera debido a la ausencia de confinamiento y a los altos niveles de esbeltez que presentan los muros, lo cual propicia un agrietamiento de la sección crítica del muro (la base) para bajos niveles de carga lateral, produciéndose una pérdida significativa de rigidez lateral para niveles bajos de deriva entre piso. De esta forma cuando se alcanza el límite de deriva establecido en la NSR-10 del 1% de deriva, los muros han perdido cerca del 80% de su rigidez lateral inicial.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento a las siguientes entidades e instituciones que colaboraron con la financiación y apoyo logístico para el desarrollo del proyecto: Cámara Colombiana de la Construcción (CAMACOL), Centro de Cooperación y Desarrollo de Suiza (Cooperation & Development Center ,CODEV), DOING Estudios de Ingeniería, Concreto, Industrias del Hierro, Universidad de Medellín y Escuela de Ingeniería de Antioquia. La ejecución del ensayo en la Escuela Politécnica Federal de Lausanne (Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, EPFL) estuvo a dirigido y ejecutado, en parte, por personal del laboratorio de Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural de la misma institución, dirigido por la profesora Katrin Beyer. Se agradece también el trabajo incansable del Dr João Saraiva Esteves Pacheco de Almeida, investigador de dicho laboratorio.

REFERENCIAS

- Alarcón, C., Hube, M.A., and de la Llera, J.C. 2014. Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries. *Engineering Structures*, Vol 73, pp. 13-23.
- Almeida, J. y Beyer, K. 2014. *Engineering Models for Reinforced Concrete Walls*. Seminario Internacional. Comportamiento de muros de concreto reforzado. ¿Qué está pasando con el sistema estructural de muros de concreto reforzado en Colombia. Febrero 14 de 2014. Escuela de Ingeniería de Antioquia.
- Hube, M.A., Marihuén, A., De la Llera, J.C., and Stojadinovic, B. 2014. Seismic behavior of slender reinforced concrete walls. *Engineering Structures*, Vol 80, pp. 377-388.
- Su, R.K.L. y Wong, S.M. 2007. Seismic behaviour of slender reinforced concrete shear walls under high axial load ratio. *Engineering Structures*, Vol 29, pp. 1957-1965.
- Thomsen, J. H. and Wallece, J. W. 2004. Displacement-Based Design of Slender Reinforced Concrete Structural Walls—Experimental Verification. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, N° 4, April 1. ©ASCE, ISSN 0733-9445/2004/4-618-630.



Herramienta computacional para control, adquisición y procesamiento de datos en laboratorios de ingeniería sísmica.

Computational tool for control, data acquisition and data processing in earthquake engineering laboratories.

Isabel Ramírez^{1*+}, Johannio Marulanda²⁺ y Peter Thomson³⁺

¹Estudiante de pregrado, Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, Universidad del Valle, Cali, Colombia

²Profesor Asistente, Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, Universidad del Valle, Cali, Colombia

³Profesor Titular, Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, Universidad del Valle, Cali, Colombia.

+Grupo de Investigación en Ingenierías Sísmica, Eólica, Geotécnica y Estructural (G-7).

RESUMEN

El aumento de las necesidades de medición en paralelo con el incremento del uso de computadores para todo tipo de actividades, ha impulsado el desarrollo de sistemas de medición tecnificados que reemplazan las labores rutinarias y repetitivas haciendo mínimo el error. Reconociendo las ventajas de tecnificar sus procesos, los laboratorios de ingeniería sísmica de la Escuela de Ingeniería Civil y Geomática de la Universidad del Valle han comenzado a invertir en sensores y componentes para adquisición de datos que han mejorado la calidad de los datos obtenidos, sin embargo, es necesario dar otro paso en el desarrollo de software para tecnificar aún más los procesos. Este trabajo plantea el desarrollo e implementación de una herramienta computacional en el lenguaje matemático Matlab que pretende dar respuesta a las necesidades de control, adquisición, visualización y pre-procesamiento de los datos de los ensayos en los laboratorios que optimice las actividades de extensión, incentive el aprendizaje y mejore la calidad en la investigación. En este documento se encuentra la documentación del desarrollo e implementación satisfactoria del Software Máster, implementado en los ensayos considerados prioritarios en los laboratorios. Se evaluó finalmente la herramienta a través de una encuesta de satisfacción de usuario, en la que se obtuvo una percepción del grado en el que el software facilita el trabajo de adquisición y pre-procesamiento de datos del orden de 87,5% y un nivel de mejora con respecto al método tradicional entre el 75% y el 100%.

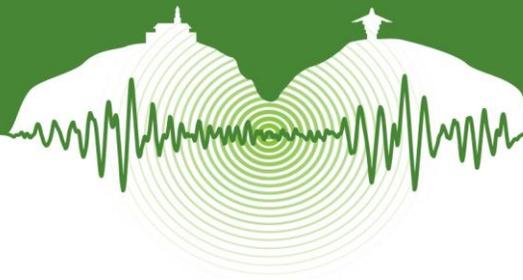
Palabras clave: Adquisición de datos, Procesamiento de datos, Herramienta computacional, Tecnificación de laboratorios.

ABSTRACT

Increased needs in parallel measurement with the increased use of computers for all kinds of activities, has driven the development of technically advanced measurement systems that replace routine and repetitive tasks by minimizing the error. Recognizing the benefits of introducing technological processes, the Earthquake Engineering related laboratories of the School of Civil Engineering and Geomatics, University of the Valley have started to invest in sensors and data acquisition components that have improved the quality of the data obtained, however, it is necessary to take another step in the development of software for further introduce technology processes. This paper focuses on the development and implementation of a computational tool in Matlab mathematical language that seeks to respond to the needs of control, acquisition, pre-processing and visualization of data from trials in laboratories to optimize outreach, encourages learning and improve the quality of research. This paper is the documentation of the development and successful implementation of the Master Software, implemented in trials considered priority in laboratories. The tool through a user satisfaction survey, in which a perception of the degree to which the software facilitates the work of pre-acquisition and data processing of the order of 87.5% and a level obtained was finally evaluated of improvement over the conventional method between 75% and 100%.

Keywords: Data acquisition, data processing, computational tools, modernization of laboratories.

* isabel.ramirez@correounivalle.edu.co



1 INTRODUCCIÓN

Con el fin de responder a necesidades básicas cotidianas de ingeniería, se ha desarrollado todo tipo de componentes para sistemas de medición, como sensores, tarjetas de adquisición, aplicaciones, entre otros.

Las funciones de los componentes de un sistema de adquisición de datos pueden ser ejecutadas por personas, sin embargo, el crecimiento de la utilización de hardware y software para gran cantidad de actividades, evitando el trabajo rutinario y repetitivo, además de la necesidad de minimizar errores y tiempo, ha promovido el desarrollo de herramientas de visualización que promueven un mejor análisis para la toma de decisiones.

Tecnificar implica introducir procedimientos técnicos en actividades donde antes no se empleaban, se enfoca en la optimización de procesos instrumentándolos con el fin de monitorearlos, obtener información de calidad o controlarlos. La importancia de tecnificar e instrumentar actividades ha aumentado notablemente debido a la necesidad de soluciones óptimas, pertinentes y confiables.

Los laboratorios que apoyan la formación e investigación en Ingeniería Sísmica de la Escuela de Ingeniería Civil y Geomática obtienen constantemente datos experimentales que apoyan todo tipo de proyectos de investigación, docencia y extensión. Actualmente, muchos de los sistemas de medición de estos laboratorios no han sido tecnificados, lo que produce procesos costosos o extensos que no cuentan con herramientas de visualización que incentiven el aprendizaje y la investigación. Este tipo de herramientas permiten ahorro de tiempo, y por ende, de recursos económicos; aumentando los servicios que pueden ofrecer los laboratorios y brindando herramientas de visualización e interacción que incentivan el aprendizaje y la investigación.

2 MARCO TEÓRICO

2.1 Adquisición de datos.

La adquisición de datos se refiere al proceso de medir por medio de un computador un fenómeno físico, lo que permite recopilar información con el fin de procesarla y analizarla. Los componentes básicos de un sistema de adquisición de datos, son el transductor primario, el dispositivo de adquisición de datos el cual se compone principalmente del circuito de acondicionamiento de señales, el convertidor analógico digital y el bus del computador, el acondicionador manipula la señal de forma que sea adecuada para la entrada al convertidor analógico digital. El convertidor analógico digital muestrea periódicamente la señal análoga. Estas muestras son transferidas al computador.

El computador generalmente contiene el software controlador del dispositivo de adquisición de datos, pero también cumple la función de procesar la información y mostrarla en interfaces de usuario personalizadas. Características del sistema de adquisición de datos como la resolución, la exactitud, el número de canales y la velocidad, dependerán de las necesidades específicas del ensayo que se realice.

2.2 Procesamiento digital de señales

Luego de obtener la información discreta en el tiempo, como se mostró anteriormente, se pasa a procesarla para poder analizarla, a esto se lo llama procesamiento digital de señales o DSP por sus siglas en inglés (*digital signal processing*). En esta herramienta se emplean las siguientes técnicas de análisis de señales:

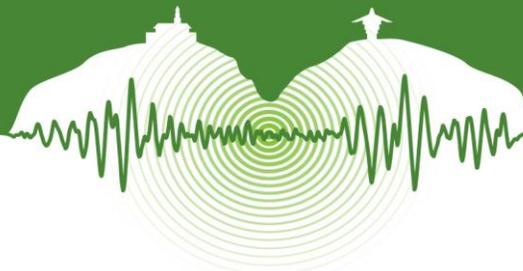
2.2.1 Análisis espectral

La transformada de Fourier es una herramienta que permite pasar una señal del dominio del tiempo al dominio de frecuencias, o viceversa, con el fin de analizar su comportamiento; ésta puede aplicarse a sistemas de señales continuas. Una FFT (Transformada Rápida de Fourier) es un algoritmo eficiente que permite calcular la transformada de Fourier discreta (DFT) y su inversa que puede ser aplicada cuando el número de muestras de la señal es una potencia de dos. Un cálculo de FFT toma aproximadamente $N \log_2(N)$ operaciones, mientras que DFT toma aproximadamente N^2 operaciones, así es que la FFT es significativamente más rápida. Éste y otros métodos de análisis frecuencial se encuentran documentados en Matlab en el *Signal Processing Toolbox*.

El análisis de Fourier es frecuentemente usado en Ingeniería Civil en la identificación del comportamiento dinámico de estructuras determinando frecuencias y modos de vibración. La determinación de los modos de vibración de un sistema utilizando funciones de transferencia, que son un modelo matemático que relaciona la respuesta del sistema con una señal de entrada o excitación, se denomina Identificación Modal. Los algoritmos para identificación modal a partir de funciones de transferencia también se encuentran en el *Signal Processing Toolbox* de Matlab.

2.2.2 Identificación del Sub-espacio Estocástico (SSI)

Para la identificación del comportamiento dinámico de estructuras (frecuencias naturales, formas modales y razones de amortiguamiento), una herramienta muy utilizada es el método de Identificación del Sub-espacio Estocástico (SSI), gracias a la difusión de investigadores como Van Overschee y De Moor (1996). Los algoritmos de identificación del sub-espacio se basan en tres suposiciones básicas: i) el sistema se comporta en su rango lineal, ii) el sistema es invariante en el tiempo, y iii) la excitación de en-



trada es una realización de un proceso estocástico con comportamiento de ruido blanco gaussiano y no correlacionada con la respuesta del sistema (Hermans & van der Auweraer, 1999). El método SSI ha probado ser una herramienta simple y confiable para identificación modal (Peeters & De Roeck, 2001) y ha sido usado exitosamente en aplicaciones industriales (Andersen, 1998) y monitoreo de infraestructura civil (Giraldo et al., 2009), entre otras aplicaciones.

2.2.3 Técnica de Excitación Natural (NExT) y Algoritmo de Realización del Sistema Propio (ERA).

La Técnica de Excitación Natural (NExT) es usualmente usada en conjunto con el Algoritmo de Realización del Sistema Propio (Moncayo et al., 2010). NExT requiere registros largos de respuesta para asegurar la suposición de procesos relativamente estacionarios, además, que la excitación no esté correlacionada con la respuesta del sistema. NExT demuestra que la función de correlación cruzada entre dos registros de respuesta de vibración del sistema corresponde a una función de sinusoides que decaen con las mismas características que una función de respuesta al impulso del mismo sistema y, por lo tanto, puede usarse como respuesta en vibración libre (Casas, 2014).

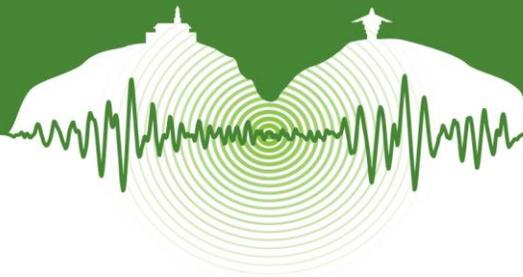
El Algoritmo de Realización del Sistema Propio (ERA) utiliza los principios de realización mínima para obtener una representación en espacio de estados de la estructura. Desarrollado por Juang y Pappa (Juang & Pappa, 1985), el ERA ha demostrado ser un método efectivo para la identificación modal de estructuras civiles (Caicedo et al., 2004).

3 SOFTWARE MÁSTER

El Software Master fue desarrollado en lenguaje Matlab y se diseñó con el fin de responder a necesidades específicas de adquisición y procesamiento de datos en los Laboratorios del Área de Mecánica de Sólidos de la Escuela de Ingeniería Civil y Geomática de la Universidad del Valle. Los aspectos comunes a todos los módulos del software son:

- Generación del Meta-Archivo: El software genera un archivo con extensión daq, al que el usuario dará el nombre deseado; este contiene los datos que posteriormente procesará. Con el fin de evitar confusión o pérdida de información, este software, a partir de la información del ensayo obtenida en la pestaña de adquisición o datos de entrada, según sea el caso y que se explicará a más adelante, también genera un archivo de formato xlsx, con el mismo nombre del ensayo, que permite consignar información valiosa del ensayo relacionado como frecuencia de muestreo, referencia de la tarjeta de adquisición utilizada, sensores utilizados, entre otros. Este archivo es indispensable debido a que el procesamiento de los datos del ensayo no necesariamente se hace inmediatamente terminado el mismo, o en caso de una revisión posterior del archivo de datos.
- Sistema de adquisición: Cada módulo fue diseñado para operar con un sistema de adquisición de datos compuesto de un computador provisto con las librerías de Matlab del *Signal Processing Toolbox* y el *Data Acquisition Toolbox*, una tarjeta de adquisición de datos de cualquier resolución, transductores o sensores, y el sistema de acondicionamiento requerido por éstos.

El Módulo Dinámico fue desarrollado para tecnificar gran parte de los ensayos realizados en el Laboratorio de Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural (LINSE), fue concebido para operar con múltiples sensores de aceleración, además de poder enviar señales a un excitador dinámico a partir del sistema de adquisición descrito en los aspectos generales.



3.1 Ventana de adquisición de datos y control.

Durante el ensayo se obtienen datos de aceleración que son mostrados segundo a segundo en el panel de visualización, de manera conjunta en el dominio de tiempo y de frecuencias, diferenciados por colores. Los datos necesarios para la adquisición como el nombre del archivo donde serán guardados los datos, la frecuencia de muestreo, el rango de entrada, la duración del ensayo, y la cantidad y tipo de sensores que se utilizarán se ingresan en el primer panel de configuración. Ver Figura 1.

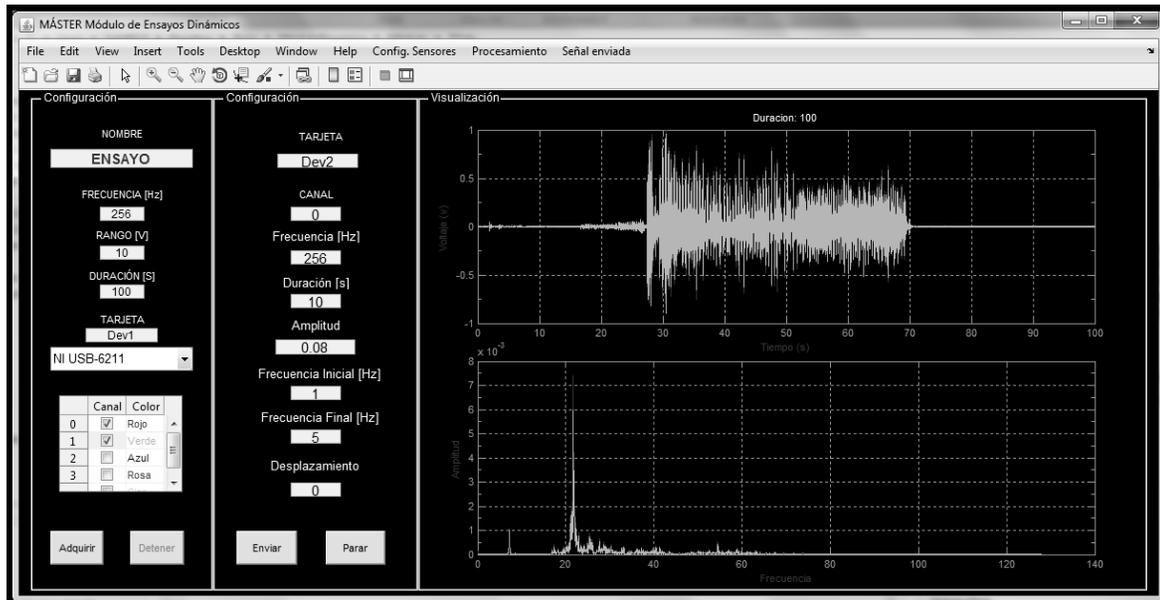


Figura 1: Ventana Principal del Módulo de Ensayos Dinámicos

Independiente o simultáneo a la tarea de adquisición de datos, el segundo panel de configuración permite enviar una señal sinusoidal, triangular, cuadrada, aleatoria, o barrido lineal. Para ello, deberían ser ingresados datos como identificación de la tarjeta de adquisición de datos, canal de salida, frecuencia de muestreo, duración de la señal, amplitud de la señal y frecuencias inicial y final de la señal. Los canales y tipo de sensores a utilizar se configuran en el Menú Configuración.

3.2 Ventana de Análisis Espectral.

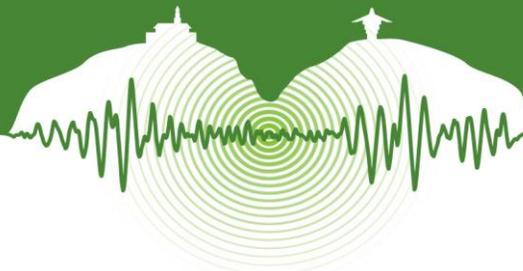
Una vez realizado el ensayo, se procede a procesar la información para obtener el comportamiento dinámico del sistema estudiado; para ello, inicialmente se puede analizar con el método convencional o análisis espectral, esto se hace en la ventana de análisis espectral.

En esta ventana se carga el archivo que se desea procesar y se ingresan datos como frecuencia de re-muestreo, si se desea re-muestrear, número de puntos en las ventanas de la transformada rápida de Fourier, el número de puntos para la transformada y el traslapo. Los valores como frecuencia de muestreo y datos en el registro se obtienen directamente del meta-archivo asociado.

En el panel “Frecuencia-Tiempo” se mostrarán simultáneamente todas las señales en el dominio de tiempo y frecuencia, con la posibilidad de cambiar los límites horizontales en el caso de la señal en el dominio de frecuencias. En el panel “Espectrograma” se mostrará el espectrograma de una de las señales, con la posibilidad de escoger el canal de interés. Por último, en el panel “Funciones de Transmisibilidad” se mostrarán las mismas en amplitud y fase de la pareja de canales escogida.

3.3 Ventana Análisis NEXt-ERA

La ventana de análisis por el método NEXt-ERA permite cargar un archivo de adquisición de datos y su meta-archivo proveniente de un ensayo dinámico con más de un sensor de aceleración. En el panel de ingreso de datos deberá elegir el archivo a procesar e ingresar frecuencia de re-muestreo, tamaño del bloque, datos en el segmento, orden, tolerancia en MAC, canal de referencia y tolerancia en frecuencia. La cantidad de datos en el registro y la frecuencia de muestreo se obtendrán del meta-archivo.



Los resultados, frecuencias identificadas, serán mostrados en una tabla en el panel de resultados, que cambiará de tamaño dependiendo de la cantidad de resultados y éstos podrán ser organizados de menor a mayor por las columnas eficacia o promedio, según sea la necesidad. En el panel “Diagrama de estabilización” se mostrará este mismo. El botón “Modos” despliega una interfaz gráfica que permite asociar las frecuencias y modos identificados a un modelo geométrico del sistema estudiado de una manera gráfica. Esta aplicación adicional fue desarrollada en el marco del curso de Dinámica Estructural por el estudiante Héctor Daniel Torres, de la Universidad del Valle.

3.4 Ventana Análisis SSI

La ventana de análisis por el método SSI, similar a la ventana NEXT-ERA, permite cargar un archivo de adquisición de datos y su meta-archivo proveniente de un ensayo dinámico con más de un sensor de aceleración. En el panel de ingreso de datos deberá elegir el archivo a procesar e ingresar frecuencia de re-muestreo, datos en el segmento, orden, tolerancia en MAC y tolerancia en frecuencia. La cantidad de datos en el registro y la frecuencia de muestreo se obtendrán del meta-archivo.

Los resultados, frecuencias identificadas, serán mostrados en una tabla en el panel de resultados, que cambiará de tamaño dependiendo de la cantidad de resultados y éstos podrán ser organizados de menor a mayor por las columnas eficacia o promedio, según sea la necesidad. En el panel “Diagrama de estabilización” se mostrará este mismo. En esta ventana también se encuentra el botón “Modos” y cumple la misma función.

4 IMPLEMENTACIÓN DE LA HERRAMIENTA COMPUTACIONAL

Debido a la naturaleza de los ensayos realizados con este módulo, se puede utilizar en un computador portátil que cuente con un sistema de adquisición de datos propio de sensores para este tipo de ensayo. Su implementación se realizó en un computador portátil provisto con una tarjeta de adquisición de datos NI DAQCard-6024E conectada a una caja de conexiones National Instruments SC-2345, a su vez conectada a cada uno de los sensores (*Seismic Accelerometer Wilcoxon Model 731A*) o (*lightweight piezoelectric accelerometer ENDEVCO IEPE TEDS 752A13*) por medio de sus cajas de acondicionamiento (*Model P31 Power Unit/Amplifier*). También se utiliza en un computador portátil o de mesa conectado a una tarjeta de adquisición de datos NI USB-6211 con la misma configuración de sensores, cajas de acondicionamiento y de conexiones.

Este módulo ha sido usado para ensayos de vibración libre en el laboratorio LINSE, vibración libre y forzada en el estadio Pascual Guerrero, vibración ambiental en la Terminal de Transportes de Cali, entre otros, donde ha sido constantemente mejorado. Adicionalmente se ha utilizado en numerosas ocasiones con el fin de controlar un excitador dinámico APS ELECTRO SEIS Modelo 400 durante ensayos de vibración forzada en escenarios como el Estadio Pascual Guerrero de Cali.

El elemento más importante que permite evaluar el nivel de éxito de la herramienta implementada es el usuario final que interactúa con ella, es por ello que se reconoció la necesidad de recoger su percepción por medio de una encuesta de satisfacción de usuario.

Con el fin de evaluar el nivel de efectividad, conocer el nivel de satisfacción y la experiencia de los usuarios e identificar falencias y/o posibles mejoras al software Máster, se diseñó una encuesta donde se asigna una calificación numérica a los siguientes aspectos:

1. Grado en que facilita el trabajo de adquisición y procesamiento de datos.
2. Utilidad de la documentación de ayuda.
3. Claridad de la interfaz gráfica.
4. Nivel de utilidad de las herramientas para actividades de docencia / investigación / extensión.
5. Nivel de mejoría con respecto al proceso convencional.
6. Nivel de reducción del tiempo en instalación y ejecución de los ensayos.
7. Nivel de rendimiento.
8. Nivel de precisión.
9. Nivel de detección de problemas en los ensayos que le permite identificar.

Debido a la especificidad de la utilización de la herramienta computacional, los usuarios actualmente son reducidos, por lo que la encuesta diseñada fue aplicada a cinco usuarios; los resultados obtenidos en la encuesta de nueve preguntas se muestran en la Figura 2.

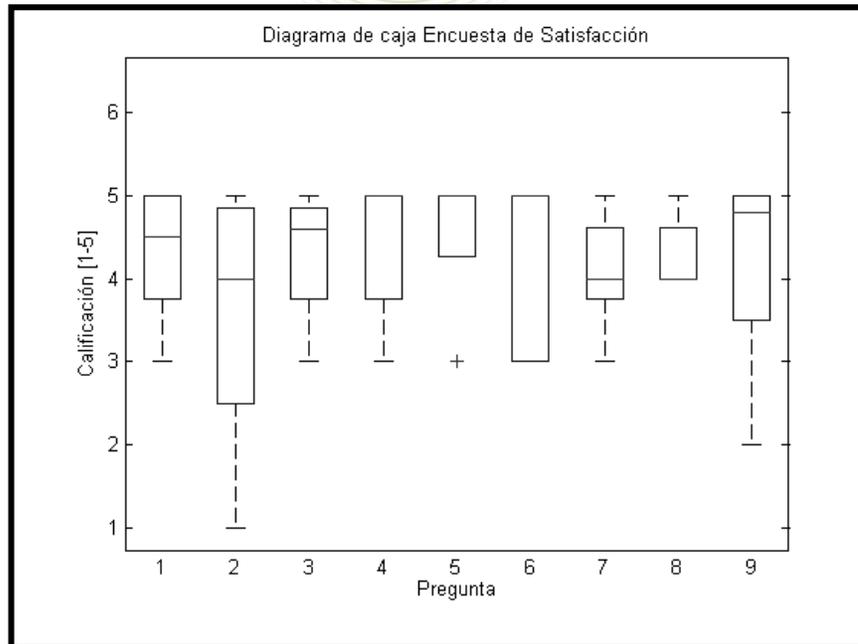


Figura 2: Diagrama de caja Encuesta de satisfacción de usuario.

En la Figura 2, la línea al interior de la caja representa la mediana de la distribución, los bordes de la caja los correspondientes cuartiles superior e inferior de la distribución y los bigotes o bastones emergentes de los cuadros, las máximas y mínimas calificaciones. Las cajas que no presentan línea interior tienen la mediana de la distribución en el borde superior. Los usuarios encuestados han usado diferentes módulos del mismo software; la distribución de las cajas se encuentra entre una calificación de tres y cinco, obteniendo la media en la mayor parte de los casos en la puntuación máxima o muy cercana a ésta.

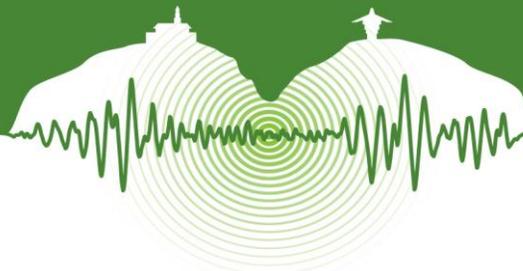
Interpretando los resultados anteriores y teniendo en cuenta que las calificaciones se dan entre los valores uno y cinco, el grado en el que el software facilita el trabajo de adquisición y procesamiento de datos está para los usuarios entre un 50% y un 100% con una mediana de 87,5 %, la utilidad de la documentación de ayuda está entre 0% y 100% con una mediana de 75 %, la dispersión en los datos para esta pregunta corresponde a que desde el principio de su implementación no todos los módulos de la herramienta computacional contaban con documentación de ayuda. La claridad de la interfaz gráfica del Software está para los usuarios entre un 50% y un 100% con una mediana de 90 %, el nivel de utilidad de las herramientas que provee el software en sus actividades de docencia, investigación o extensión se percibió entre el 50% y 100 %, con una mediana del 100 %, el nivel de mejoría con respecto al proceso convencional se percibió entre el 75% y 100% con una mediana del 100 %, el nivel de reducción del tiempo en instalación y ejecución de los ensayos se percibió entre el 50% y 100% con una mediana del 100 %, el nivel de rendimiento del software tuvo una percepción del usuario entre 50% y 100% con una mediana del 75 %, el nivel de precisión del software percibido por el usuario está entre 75% y 100% con una mediana del 75% y el nivel de detección de problemas en los ensayos que le permite el software se percibió entre 25% y 100% con una mediana de 95 %.

Durante este proceso, los usuarios reportaron disminución del tiempo de instalación del sistema de instrumentación y facilidad en la detección de problemas en sensores durante el ensayo. Es importante resaltar que uno de los aspectos mejor evaluados tiene que ver con la mejoría que aporta el software con respecto a los procesos convencionales llevados a cabo en los laboratorios como, por ejemplo, el proceso de toma de datos visual en el ensayo de tracción en varillas de acero comparado con el mismo ensayo tecnificado que permite obtener mayores y más precisos parámetros incluyendo disminución de tiempo de ensayo de treinta minutos a una hora.

CONCLUSIONES

Se implementó y validó con éxito en cada uno de los ensayos reconocidos como prioritarios en los laboratorios de Ingeniería Sísmica de la Escuela de Ingeniería Civil y Geomática de la Universidad del Valle.

El software Máster ha facilitado el desarrollo de las actividades de los laboratorios debido a que es posible obtener resultados de ensayos con precisión y rapidez. También se ha facilitado las labores de docencia debido a que muchos de los ensayos demostrativos a los estudiantes permiten la observación en tiempo real del comportamiento de materiales y estructuras.



También es importante resaltar que la herramienta computacional ha permitido observar no sólo el comportamiento del sistema físico medido sino el comportamiento del sistema de medición, permitiendo así resolver a tiempo inconvenientes en los ensayos de campo que podrían llegar a costar mucho tiempo y dinero.

REFERENCIAS

- Andersen, P. 1998. *Estimation of modal parameters and their uncertainties*. Dept. of Building Technology and Structural Engineering, Aalborg University.
- Casas, J. M. *Notas del curso dinámica estructural*. Universidad del Valle, Febrero 2014.
- Caicedo, J. M., Dyke, S. J., and Johnson, E. A. 2004. Natural excitation technique and eigensystem realization algorithm for phase I of the IASC-ASCE benchmark problem: Simulated data. *Journal of Engineering Mechanics*. Vol 130, N° 1, pp. 49-60.
- Giraldo, D. F., Song, W., Dyke, S. J., and Caicedo, J. M. 2009. Modal identification through ambient vibration: comparative study. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol 135, N° 8, pp. 759-770.
- Hermans, L. and van der Auweraer, H. 1999. Modal testing and analysis of structures under operational conditions: industrial applications. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 13(2), 193-216.
- Juang, J. N. and Pappa, R. S. 1985 *An eigensystem realization algorithm for modal parameter identification and model reduction*. *Journal of Guidance, Control, and Dynamics*. Vol. 8, N° 5, pp. 620-627.
- Moncayo, H., Marulanda, J., and Thomson, P. 2010. Identification and Monitoring of Modal Parameters in Aircraft Structures Using the Natural Excitation Technique (NExT) Combined with the Eigensystem Realization Algorithm (ERA). *J. Aerosp. Eng.* Vol 23, N° 2, pp. 99-104.
- Peeters, B. and De Roeck, G. 2001. Stochastic system identification for operational modal analysis: a review. *Journal of Dynamic Systems, Measurement, and Control*. Vol 123, N° 4, pp. 659-667.
- Van Overschee, P. and De Moor, B. L. 1996. *Subspace identification for linear systems: theory, implementation, applications* (Vol. 3). Dordrecht: Kluwer academic publishers.



Evaluación experimental del desempeño de un disipador de energía por deformación tipo riostra

Experimental evaluation of the performance of a brace type hysteretic damper

Juan Oviedo^{1*}, Juan Buitrago², José Patiño², Daniel Hoyos²

¹Ph.D en Ingeniería Sísmica y Estructural, División de Investigación y Desarrollo de F' C Control y Diseño de Estructuras S. A. S., Medellín, Colombia

²Ingeniero civil, Escuela de Ingeniería de Antioquia, Medellín, Colombia

RESUMEN

Este trabajo tiene como objetivo evaluar experimentalmente el desempeño de un tipo de disipador hysterético de desarrollo local. Se diseñan y construyen seis especímenes de riostras metálicas de pandeo restringido (Buckling-Restrained Brace). La investigación consiste en la evaluación del desempeño de dos prototipos de riostras, para cada uno se fabrican tres riostras a escala real y se llevan a ensayos cíclicos de carga a tracción y compresión. La construcción de los elementos se lleva a cabo completamente con industria y mano de obra local. Los dos prototipos tienen una longitud de 2351 mm, y su principal diferencia se encuentra en las dimensiones del cajón de confinamiento. Los resultados obtenidos son las curvas fuerza-deformación de cada uno de los especímenes; luego de ser registrados los ciclos hysteréticos de carga estipulados en el protocolo, en estas curvas se puede observar claramente un comportamiento simétrico a tracción y compresión y un área bajo la curva, la cual muestra la capacidad de disipar energía de las riostras. Para ambos prototipos se concluye que son aceptables bajo los criterios de la norma NSR-10, siendo la deformación inelástica acumulada superior a la estipulada por la misma. La capacidad de carga, los tipos de falla y la energía disipada indican que los dispositivos tuvieron un excelente desempeño. También se evidencia que es posible construir elementos de tipo BRB que tengan un desempeño que cumpla con la normativa, a partir de la tecnología y materias primas disponibles en la industria local. Por lo tanto, el diseño y fabricación de este tipo de elementos para las edificaciones colombianas puede considerarse factible. Se espera que los resultados incentiven al gremio constructor colombiano a utilizar estas técnicas de control de respuesta sísmica, aumentando la confianza en su uso y aplicación en edificaciones locales.

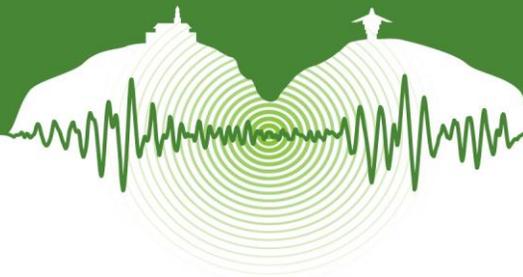
Palabras clave: Riostras de pandeo restringido, disipadores de energía, experimentación, control de respuesta sísmica.

ABSTRACT

The objective of this study is to experimentally evaluate the behavior of one type of hysteretic damper developed in Colombia. Six specimens of buckling restrained braces were design and built with a steel core. This research consists in the performance evaluation of two different prototypes of BRB, for each one of them, three scale braces are built and cycling tests are carried out with tensile load and compression load protocol. The construction of the elements is carried out entirely with local industry and workforce. The two prototypes have a length of 2351 mm, and the main difference between both prototypes lies in the confinement box size. The results include the force-deformation curve for each specimen; after the hysteretic cycles following the load protocol were recorded, this curves show a symmetric compression and tensile behavior and an area under the curve, which shows the capacity to dissipate energy. For both prototypes, the results are acceptable under the criteria of the normative (NSR-10), with an accumulated inelastic deformation higher than stipulated. The load capacity, type of failure and energy dissipation capacity indicate an excellent performance. This study proves that it is possible to construct BRB type elements with a satisfactory behavior with the technology and materials available in the local industry. Therefore, the design and fabrication of these type of elements can be considered to be applied in local buildings. It is expected that the results encourage the Colombian constructor guild to use seismic response control techniques, increasing confidence in its use and application in local buildings.

Keywords: Buckling-restrained braces, energy dissipaters, testing, seismic response control.

* joviedo@controldisenom.com



1 INTRODUCCIÓN

Reconociendo que el uso de sistemas de control de respuesta sísmica en las edificaciones colombianas es una necesidad latente que debe satisfacerse con soluciones innovadoras, económicas y eficientes, se planteó una metodología para evaluar experimentalmente el desempeño de un dispositivo tipo riostra BRB desarrollado y construido con materiales y mano de obra local.

El desarrollo de este tipo de elementos es nuevo en el país. La experiencia adquirida durante el proyecto de investigación permitió identificar aspectos clave durante las etapas de construcción y experimentación que fueron documentadas para que se tengan en cuenta en próximas investigaciones.

2 CONTRUCCIÓN Y ESPECIFICACIONES

Una vez definidos los diseños y la geometría de los prototipos, se cortan y sueldan los núcleos de acero con las especificaciones de los planos. Luego se verifican para que coincidan con los planos como se muestra en la Figura 1. Una vez realizado el corte y doblado de los cajones, su preparación consiste en garantizar una superficie limpia y en ubicar unos bloques de poliestireno expandido para que después del vaciado del mortero queden los espacios vacíos que requiere el núcleo en el ensamblaje. Se utilizó un diseño de mezcla para el mortero de relleno para una resistencia esperada de 24 MPa a 28 días y un asentamiento de 14 cm a 16 cm. Se usó arena pasada por el tamiz número 8 con el fin de tener una mezcla muy fluida y con tamaño de partícula pequeño para poder llenar todos los espacios. Se tomaron cilindros para el control de la resistencia del mortero. Los resultados mostraron una resistencia de 33 MPa a los 28 días.

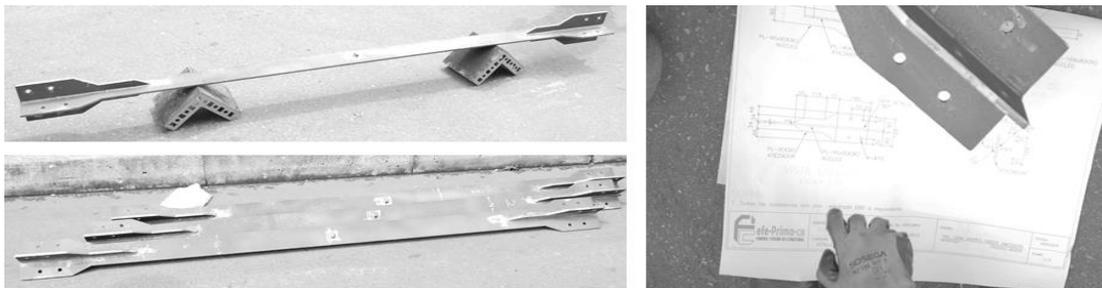


Figura 1: Núcleos de acero.

Luego del fraguado del mortero y para minimizar la fricción entre el núcleo y el mortero se debe garantizar una superficie plana y pareja. Esto se logró puliendo la superficie del mortero en cada uno de los cajones con una copa de desbaste para acabado en concreto. Para medir las deformaciones unitarias en los diferentes puntos de la riostra, se ubicaron strain gauges con especificaciones para medir deformación plástica en el núcleo de acero. En la Figura 2 se muestra la distribución del núcleo de acuerdo a los límites de deformación esperados.

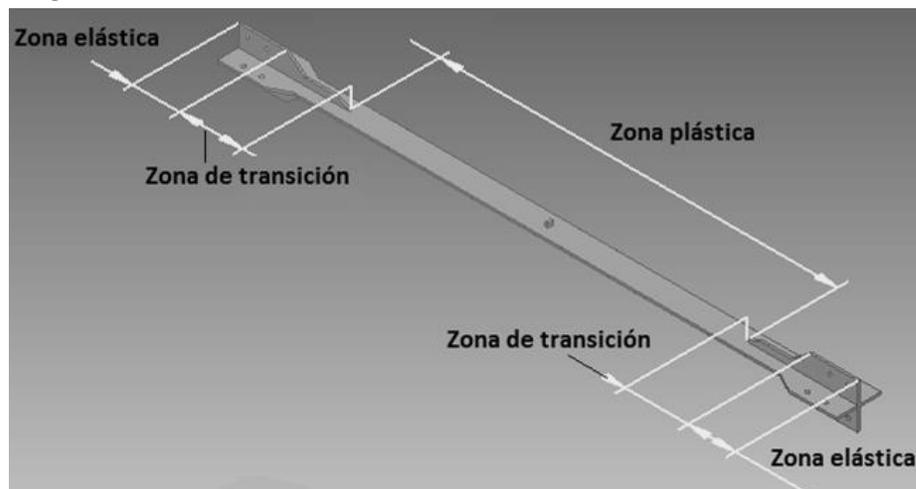


Figura 2: Esquema del núcleo de acero.



Antes de ensamblar las partes se ubican las láminas de material antiadherente de 0,8 mm de espesor en ambas caras de los núcleos. El material antiadherente tiene como función evitar que se transmitan esfuerzos de compresión o tracción al cajón de confinamiento por medio de la fricción que ocurre entre el núcleo de acero y el mortero del cajón. El proceso de construcción de las riostras BRB culmina con el armado y soldado de los cajones como se muestra en la Figura 3, es importante rectificar las medidas antes de soldar para que los espaciamientos y las holguras del diseño se conserven. La Tabla 1 muestra las dimensiones principales de los dos prototipos, destacando como principal diferencia la altura del cajón de confinamiento.

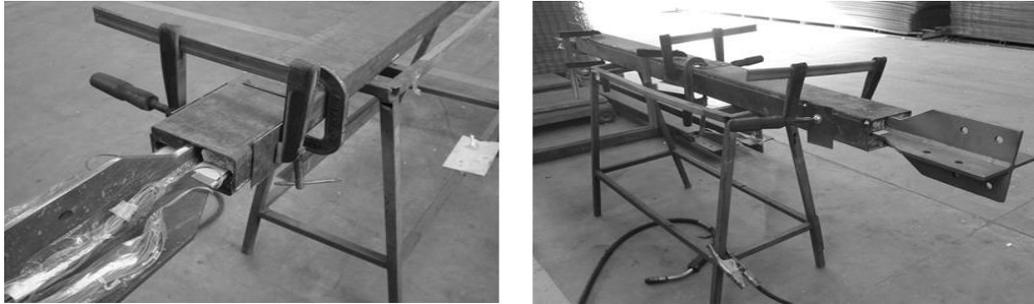


Figura 3: Ensamblaje de las riostras.

Tabla 1: Propiedades geométricas de los prototipos

Nombre del espécimen	Dimensiones (mm)	Núcleo de acero		Cajón	
		Relación ancho/espesor	Área de la sección central (mm ²)	Altura (mm)	Longitud (m)
F ^c -L2351BR21	95x9x2351	10,6	855	30	1797
F ^c -L2351BR33	95x9x2351	10,6	855	37,5	1797

3 FASE EXPERIMENTAL

3.1 Protocolo de carga

El experimento consiste en la aplicación de una carga al prototipo de forma cíclica, en cada ciclo de carga se pretende aumentar la deformación del elemento de forma escalonada.

Los ciclos comprenden un intervalo de aplicación de carga en tracción, el retiro de esta carga, otro intervalo con la acción de una carga a compresión y posterior retiro dando comienzo a un nuevo ciclo.

Cada secuencia de aplicación de carga y descarga está determinada por la condición de deformación que se quiere alcanzar. La velocidad de aplicación de la carga depende de la velocidad de desplazamiento del embolo del actuador, se establece 3 mm/min como la velocidad para la realización de los ensayos para las futuras comparaciones con los ensayos dirigidos en Japón.

Δ_b = cantidad de deformación usada para el control de cargas del espécimen.

Δ_{by} = valor de la cantidad de deformación Δ_b , en la primera fluencia significativa del espécimen de prueba.

Δ_{bm} = valor de la cantidad de deformación Δ_b , correspondiente a la deriva de piso de diseño.

Deformación unitaria = Deformación axial total del espécimen entre los puntos de lectura dividido entre su longitud inicial.

3.1.1 Secuencia de carga sugerida por la NSR-10

- 1) Dos ciclos de carga a una deformación correspondiente a $\Delta_b = \Delta_{by}$
- 2) Dos ciclos de carga a una deformación correspondiente a $\Delta_b = 0,5 \Delta_{bm}$
- 3) Dos ciclos de carga a una deformación correspondiente a $\Delta_b = \Delta_{bm}$
- 4) Dos ciclos de carga a una deformación correspondiente a $\Delta_b = 1,5 \Delta_{bm}$
- 5) Dos ciclos de carga a una deformación correspondiente a $\Delta_b = 2 \Delta_{bm}$



- 6) Ciclos completos adicionales de carga a la deformación correspondiente a $\Delta_b = 1,5 \Delta_{bm}$ como se requiera para el espécimen de ensayo de la riostra para alcanzar una deformación axial inelástica acumulada de al menos 200 veces la deformación de fluencia (NSR-10, 2010).

3.1.2 Secuencia de carga utilizada

- 1) Un ciclo de carga a una deformación correspondiente a $\Delta_b = (1/3) \Delta_{by}$
- 2) Un ciclo de carga a una deformación correspondiente a $\Delta_b = (2/3) \Delta_{by}$
- 3) Un ciclo de carga correspondiente a una deformación unitaria de **0,25%**
- 4) Dos ciclos de carga correspondiente a una deformación unitaria de **0,50%**
- 5) Dos ciclos de carga correspondiente a una deformación unitaria de **0,75%**
- 6) Cinco ciclos de carga correspondiente a una deformación unitaria de **1,00%**
- 7) Dos ciclos de carga correspondiente a una deformación unitaria de **1,50%**
- 8) Dos ciclos de carga correspondiente a una deformación unitaria de **2,00%**
- 9) Dos ciclos de carga correspondiente a una deformación unitaria de **2,50%**
- 10) Dos ciclos de carga correspondiente a una deformación unitaria de **3,00%**
- 11) Tres ciclos de carga correspondiente a una deformación unitaria de **3,00%** como se requiera para el espécimen de ensayo de la riostra para alcanzar una deformación axial inelástica acumulada de al menos 200 veces la deformación de fluencia.

El protocolo de carga utilizado cumple con las condiciones descritas en la NSR-10 título F.3.11.3 siendo aún más exigente la secuencia de carga que se usó para estos ensayos en términos de deformación inelástica acumulada. Se elige este protocolo de carga con base en investigaciones previas realizadas en Japón para poder hacer comparaciones en los resultados con los obtenidos durante el desarrollo de este trabajo. Las deformaciones objetivo, la cantidad de ciclos y la deformación inelástica acumulada se describen para cada uno de los prototipos en la Tabla 2.

Tabla 2: Protocolo de carga y deformación objetivo

Δ_b (%)	Número de ciclos (acumulado)	F'C-L2351BR21		F'C-L2351BR33	
		Def. axial de la zona plástica (mm)	Def. Inelástica acumulada. / Δ_{by}	Def. axial de la zona plástica (mm)	Def. Inelástica acumulada. / Δ_{by}
$\epsilon_y/3$ (%)	1	0,86	0	0,84	0
$2\epsilon_y/3$ (%)	2	1,72	0	1,69	0
0.25 (%)	3	4,22	2	4,17	3
0.50 (%)	5	7,99	19	7,95	19
0.75 (%)	7	11,77	47	11,73	48
1.00 (%)	12	15,55	145	15,51	148
1.50 (%)	14	23,1	208	23,06	211
2.00 (%)	16	30,66	293	30,62	298
2.50 (%)	18	38,21	401	38,17	408
3.00 (%)	20	45,77	532	45,73	541

3.2 Ejecución de los ensayos

Lo que se espera obtener de los ensayos son las curvas de histéresis que muestren un comportamiento simétrico de los especímenes a tracción y compresión con capacidades de deformación y de carga que sean comparables a los especímenes ensayados en Japón. Se espera que el núcleo alcance la fluencia y la falla ocurra en modos altos de pandeo, la Figura 4 corresponde a una fotografía tomada durante la ejecución del ensayo número tres. Para obtener los resultados esperados es necesario asegurar una aplicación de la carga sin excentricidades; la Figura muestra el esquema del montaje definitivo que arrojó los resultados satisfactorios. A continuación se da un resumen de las observaciones para cada uno de los ensayos realizados y en la Tabla 3 se resumen los resultados obtenidos.



3.2.1 *Ensayo 1*

El primer ensayo se utilizó para revisar el sistema y los instrumentos para la toma de datos, también sirvió para identificar la flexibilidad del montaje en el tramo de conexión móvil el cual en los ciclos de compresión mostraba una desviación en el sentido transversal. Ésta situación indujo una falla prematura del espécimen por lo que se obtuvieron resultados que no representan la capacidad real del elemento.

3.2.2 *Ensayo 2*

Se mejoró el problema de flexibilidad en la conexión restringiendola con platinas de acero pero se siguió observando un desvío en la aplicación de la carga. La lectura de la fuerza aplicada aumentó considerablemente para poder vencer la fricción generada entre la conexión y las platinas de restricción. El espécimen se comportó satisfactoriamente, en la gráfica se observa un estrangulamiento causado por el deslizamiento de los pernos que fijan la riostra a las conexiones en sus extremos. Después de éste ensayo se optó por diseñar una nueva conexión que evitaría movimientos y rotaciones en el sentido transversal al ensayo.

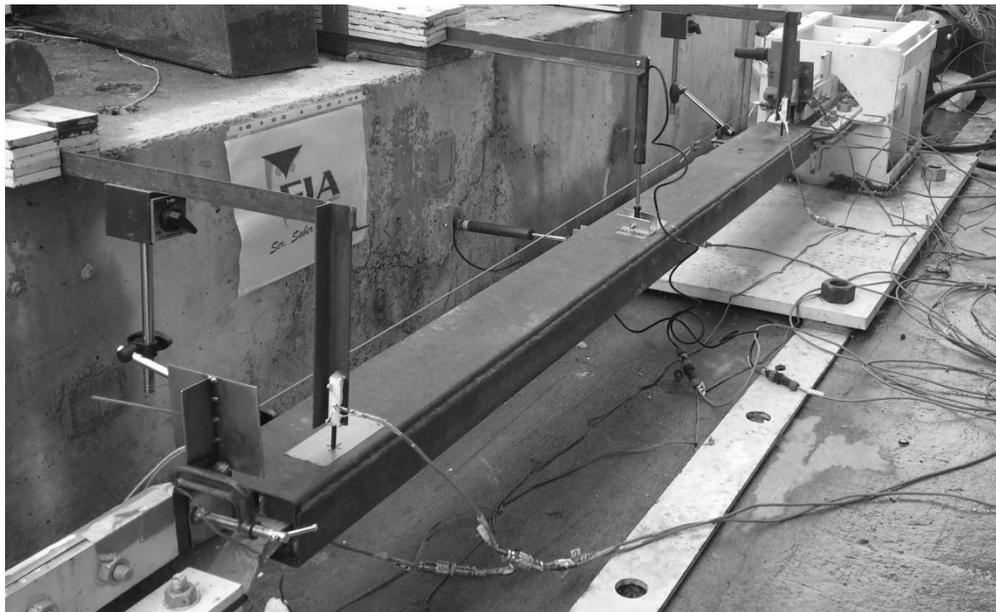


Figura 4: Montaje para los ensayos.

3.2.3 *Ensayo 3*

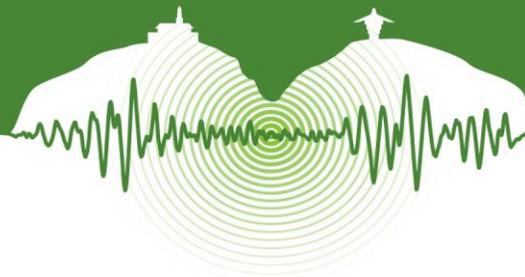
Éste ensayo fue satisfactorio, se dispuso el potenciómetro de cuerda de una manera diferente para que no se registrara el deslizamiento de los pernos. La nueva conexión garantizó una aplicación axial de la carga y el espécimen se comportó como se esperaba. Se aplicaron un par de ciclos más después de que se observó deterioro en la capacidad de carga a compresión y se obtuvo una fractura por tracción.

3.2.4 *Ensayo 4*

Ensayo satisfactorio. Se presentan unas caídas de carga mientras se somete el espécimen a tracción debido a una disminución de presión en el sistema hidráulico del actuador. Después del ciclo 15, en donde se observa una disminución en la capacidad de carga de la riostra a compresión, se detiene el ensayo.

3.2.5 *Ensayo 5*

El ensayo presenta una irregularidad al inicio de las etapas de compresión de cada ciclo, en donde aumenta la carga aplicada por el actuador y sin embargo el potenciómetro de cuerda muestra que el espécimen está aumentando su longitud, esto se le atribuye a posibles deslizamientos en los anclajes del montaje a la losa de reacción, situación que permitiría que todo el montaje aumente su longitud. A pesar de esa irregularidad las curvas de histeresis son uniformes y simétricas, lo que indica un comportamiento esperado.



3.2.6 Ensayo 6

Este ensayo fue el que presentó el comportamiento más satisfactorio de los seis ensayos realizados, la irregularidad en compresión observada en el ensayo anterior desaparece, también disminuye la ocurrencia de las caídas de presión en el sistema hidráulico del actuador. La gráfica muestra un comportamiento simétrico en ambos ejes y en ambos sentidos.

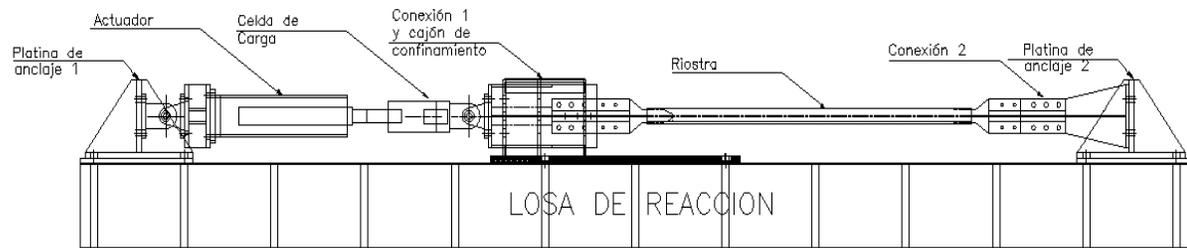


Figura 5: Vista lateral del esquema del montaje final para los ensayos.

Tabla 3: Resultados obtenidos

Ensayo	1	2	3	4	5	6
Prototipo	F'C- L2351BR21	F'C- 2351BR21	F'C- L2351BR21	F'C- L2351BR33	F'C- L2351BR33	F'C- L2351BR33
Especimen	1	3	2	1	3	2
Ciclo de falla	N / A	15	15	15	16	16
Deformación máxima tracción (mm)	21,37	30,98	30,76	31,26	31,34	31,67
Deformación máxima compresión (mm)	-20,45	-35,33	-31,4	-23,78	-31,34	-31,55
Carga máxima tracción (kN) (T_{máx})	301,35	340	307	308,07	316,39	324,91
Carga máxima compresión (kN) (C_{máx})	-381,61	-419	-326	-337,45	-365,74	-360,38
Carga de fluencia, P_y (kN)	230	270	240	235	245	250
C_{máx}/T_{máx}	-1,27	-1,23	-1,06	-1,10	-1,16	-1,11

4 RESULTADOS

4.1 Comparación de resultados

Para poder comparar el comportamiento de los especímenes evaluados en este trabajo con los resultados obtenidos en riostras de igual longitud por Iwata y Murai en Japón es necesario utilizar parámetros estandarizados. Para la comparación de la capacidad de carga se evalúa el cociente del valor máximo de la carga aplicada durante el ensayo y la carga de fluencia, P/P_y . En el caso de la deformación, se compara la deformación unitaria máxima alcanzada durante el ensayo, expresada en porcentaje.

Para los especímenes evaluados en este proyecto se obtuvo un P/P_y promedio de 1,49 que demuestra una capacidad de carga similar a la de los ensayos japoneses que, según las gráficas reportadas (Buckling-restrained brace using steel mortar planks; performance evaluation as a hysteretic damper, 2006), está alrededor de 1,52. Éste resultado indica un comportamiento satisfactorio de las riostras ensayadas en términos de capacidad de carga.

En cuanto a la deformación unitaria, los especímenes tuvieron deformaciones máximas promedio de 2,1 % mientras que el estudio realizado en Japón muestra deformaciones máximas promedio de aproximadamente 2,8 %. Esta diferencia se le atribuye al tipo de acero usado; el comportamiento de los ensayos en Japón indica que se usó un acero más dúctil que permite mayores deformaciones después de alcanzar la fluencia, que el acero usado en los ensayos.

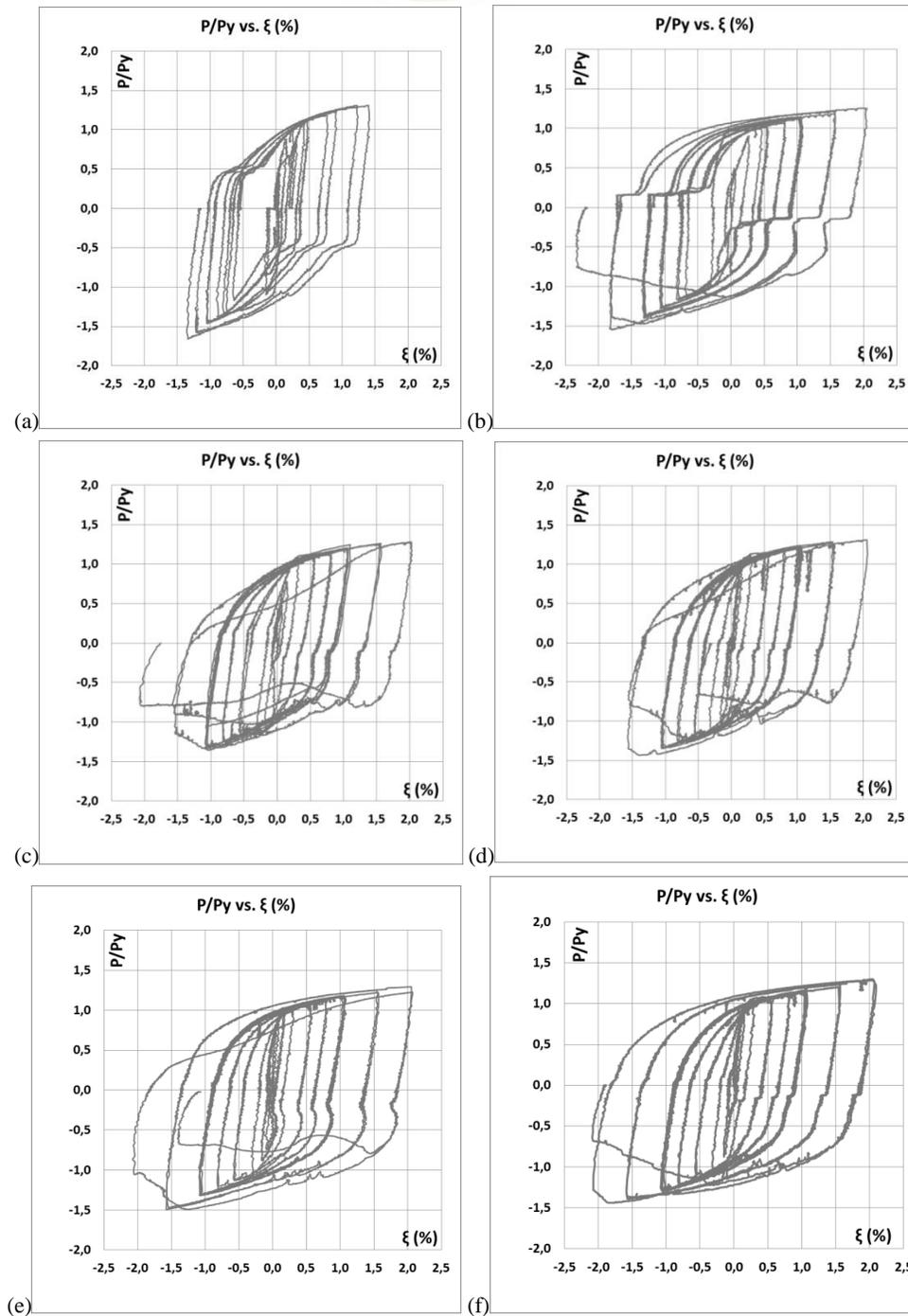
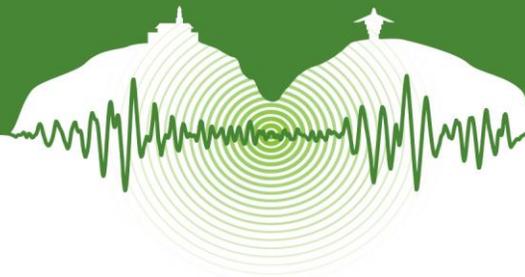


Figura 6: P/P_y vs. ξ (%); (a)F'C-L2351BR21-1, (b)F'C-L2351BR21-3, (c)F'C-L2351BR21-2, (d)F'C-L2351BR33-1, (e)F'C-L2351BR33-3, (f)F'C-L2351BR33-2.

4.2 Parámetros de respuesta

Para cada uno de los especímenes se calculan el factor de ductilidad acumulada η y la relación de energía de deformación inelástica acumulada ω disipada durante los ensayos. El valor de ω corresponde a la relación entre la energía de deformación plástica



acumulada E_t y W_y , energía elástica el cual se obtiene multiplicando la carga de fluencia de la riostra por su deformación límite elástica.

$$\omega = E_t / W_y = E_t / (P_y \delta_y) \quad (1)$$

$$\eta = \frac{\delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \dots}{\delta_y} \quad (2)$$

Para relaciones P_E/P_y grandes se esperan valores de η y ω mayores, adicionalmente se presenta la ecuación lineal después de graficar los valores obtenidos para los valores de cada uno de los dos parámetros de respuesta. Estas ecuaciones podrían ser utilizadas para futuras consideraciones de diseño y comparación de resultados con diferentes ensayos.

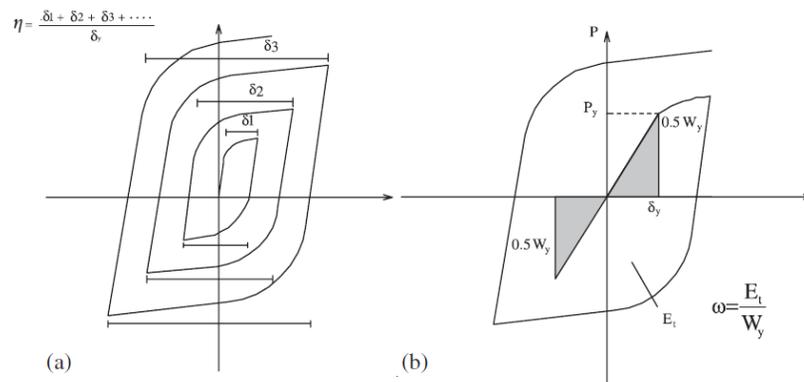


Figura 7: Esquema gráfico de los parámetros de respuesta; (a) η , (b) ω (Iwata & Murai, 2006)

Tabla 4 Parámetros de respuesta calculados

Espécimen	P_E (kN)	P_y (kN)	P_E/P_y	η	W_y ($P_y * d_y$) (J)	E_t (J)	ω
FC-L2351BR21 -1	450	230	1,96	N/A	N/A	N/A	N/A
FC-L2351BR21 -2	450	240	1,88	70	1.049	116.754	111
FC-L2351BR21 -3	450	270	1,67	101	918	111.203	121
FC-L2351BR33 -1	700	235	2,98	116	611	108.349	177
FC-L2351BR33 -2	700	250	2,8	114	750	188.384	251
FC-L2351BR33 -3	700	245	2,86	110	809	167.951	208

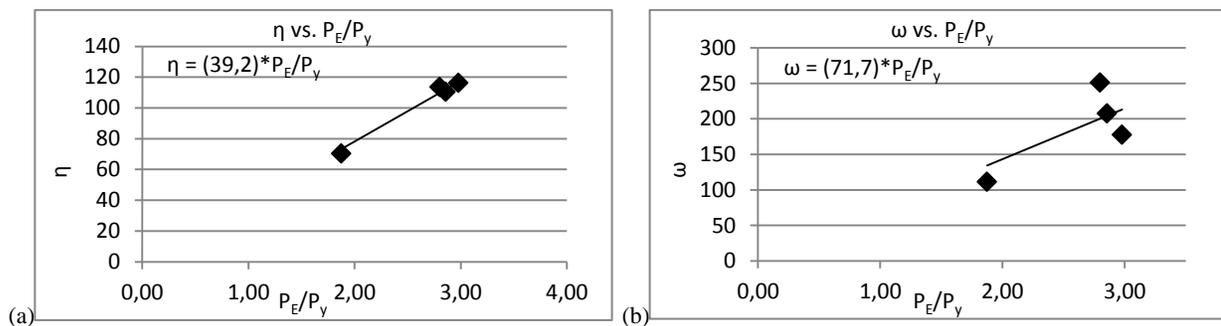


Figura 8: (a) η vs. P_E/P_y y ecuación de la línea de tendencia; (b) ω vs. P_E/P_y y ecuación de la línea de tendencia.

4.3 Factibilidad técnica

Se considera factible técnicamente la producción de los dispositivos BRB pues fue posible construirlos con materiales, maquinaria y mano de obra disponibles en el medio local. Además de esto los resultados obtenidos durante los ensayos muestran que los prototipos funcionan de manera correcta y cumplen con su objetivo de disipar energía por deformación plástica sin sufrir de pandeo



en primer modo (pandeo elástico). La Figura 9 muestra el estado de los núcleos luego de finalizar los ensayos. En estos se evidencian pequeñas ondulaciones a lo largo de la zona plástica indicando un pandeo en los modos altos; también se identifica una concentración de esfuerzos al final de la zona de transición.

Adicionalmente, los dispositivos diseñados para su evaluación experimental cumplen satisfactoriamente los requisitos de aceptación exigidos por la norma de construcción sismorresistente colombiana. Los prototipos evaluados pueden ser considerados para su instalación e implementación en construcciones locales como medidas avanzadas de protección sismorresistente.



Figura 9: Estado de los núcleos después de los ensayos.

CONCLUSIONES

- Con la tecnología, los materiales y mano de obra disponibles en el medio local, es posible fabricar dispositivos BRB con resultados satisfactorios de acuerdo con los obtenidos en este trabajo de grado.
- Se identificó, por la experiencia de los dos primeros ensayos, que es de gran importancia garantizar una adecuada aplicación de la carga durante éste tipo de experimentos para poder evidenciar el comportamiento real de las riostras sin distorsiones significativas por excentricidades o fricciones ajenas al elemento. El ensayo está diseñado para observar el comportamiento de los elementos sometidos a carga axial estrictamente, por lo tanto se debe asegurar esta condición.
- Como su nombre lo indica (riostra de pandeo restringido), las riostras están diseñadas para no fallar por pandeo en primer modo en ninguno de sus ejes. Los resultados mostraron que ninguno de los especímenes presentó éste tipo de falla, esto evidencia que tuvieron un funcionamiento correcto, siendo el cajón de restricción en los dos diseños de condiciones geométricas adecuadas para cumplir su función.
- Se obtuvieron ciclos de histéresis estables en todos los especímenes. Esto valida una de los principios fundamentales en la tecnología de los elementos BRB: el comportamiento debe ser simétrico en condiciones de carga axial a tracción y compresión; siendo esta la principal diferencia respecto a las riostras comunes.
- Los resultados y datos recolectados durante los ensayos de éste proyecto pueden ser de gran ayuda para próximos proyectos de investigación relacionados con el tema. Se recomienda que se continúe con el desarrollo de un modelo matemático que pueda calibrarse y posteriormente ser usado para el diseño de estos elementos.
- La capacidad de carga estandarizada como P/Py de los especímenes ensayados es muy similar a la de los ensayos realizados por Iwata y Murai en Japón. Es necesario resaltar que las condiciones del ensayo tiene ciertas variables iniciales de diseño diferentes, las propiedades del acero, la capacidad del actuador, entre otras; debido a esto se busca la forma de normalizar los resultados obtenidos para luego ser comparados y evaluados. Considerando que la investigación japonesa es el referente de compara-



ción y su trayectoria de trabajo en este tipo de tecnología es mucho mayor a la colombiana; los resultados obtenidos dentro de este trabajo son muy buenos y destacables.

- Se recomienda realizar pruebas en prototipos fabricados con otro tipo de acero que sea más dúctil para poder obtener mayores deformaciones unitarias e incrementar la disipación de energía.
- El protocolo de carga utilizada para la realización de estas pruebas, aunque es diferente a la secuencia de carga sugerida por la norma de construcción sismoresistente de Colombia, permite ser validado para su evaluación con respecto a las exigencias nacionales.
- Los diseños elaborados para su construcción y posterior evaluación experimental cumplen satisfactoriamente los requisitos de aceptación encontrados dentro de la NSR-10. Estos requisitos se componen principalmente de la deformación máxima axial alcanzada y la cantidad de deformación inelástica acumulada durante la ejecución de los ensayos.

AGRADECIMIENTOS

A F²C Control y Diseño de Estructuras S. A. S. por creer en proyectos innovadores para el país, por apostarle al desarrollo de soluciones no convencionales a los problemas y riesgos a los que actualmente están expuestas nuestras estructuras. También por demostrar que las alianzas empresa-academia pueden generar aportes importantes a la sociedad. A la Escuela de Ingeniería de Antioquia por el interés y esfuerzo que invirtió en éste trabajo de investigación. De manera especial al personal de laboratorios por toda su ayuda y al profesor Carlos Andrés Blandón por su asesoría durante los ensayos. A Concreto S. A. por su aporte y dedicación en la producción de las piezas metálicas, también por permitirnos utilizar sus instalaciones y herramientas para la fabricación de los especímenes y por su disposición para ayudarnos durante todo el proceso.

REFERENCIAS

- Cancelado, R. 2013. Caracterización experimental de riostras de pandeo restringido a escala sometidas a cargas cíclicas. *Revista de Ingeniería. Universidad de los Andes*, pp. 17-23.
- Iwata, M. 2004. Applications - Design of buckling restrained braces in Japan. *13 th World Conference on Earthquake Engineering* (3208).
- Iwata, M. and Murai, M. 2006. Buckling-restrained brace using steel mortar planks; performance evaluation as a hysteretic damper. *Wiley InterScience*, pp. 1807-1826.
- Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo territorial. 2010. *NSR-10*. Bogota, Colombia.
- Oviedo, J.A. 2012a. Disipadores Histeréticos Metálicos. *Uso de dispositivos de control de respuesta sísmica*. Medellín.
- Oviedo, J.A. 2012b. Influence of the story stiffness of reinforced concrete frame with proportional hysteretic dampers on the seismic response. *Revista EIA*, N° 17, pp. 121-137.
- Oviedo, J.A. y Duque, M.D. 2006. Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones. *Revista EIA*, N° 6, pp. 105-120.
- Oviedo, J.A. y Duque, M.D. 2009a. Disipadores histeréticos metálicos como técnica de control de respuesta sísmica. *Revista EIA*, N° 11, pp. 51-63.
- Oviedo, J.A y Duque, M.D. 2009b. Situación de las técnicas de control de respuesta sísmica en Colombia. *Revista EIA*, N° 12, pp. 113- 124.
- Oviedo, J. A., Midorikawa, M., and Asari, T. 2010. Earthquake response of ten-story story-drift-controlled reinforced concrete frames with hysteretic dampers. *Engineering Structures*, pp. 1735-1746.
- Sun, F.-f., Li, G.-q., Guo, X.-k., Hu, D.-z., and Hu, B.-l. 2011. Development of New- Type Buckling- Restrained Braces and Their Application in Aseismic Steel Frameworks. *Advances in Structural Engineering*, Vol 14, N° 4, pp. 717-730.



Calibración matemática para determinar el desempeño de un disipador de energía por deformación tipo riostra

Mathematical model calibration of the performance of a brace type hysteretic damper

Juan Oviedo^{1*}, Daniel Hoyos², Juan Buitrago², José Patiño²

¹Ph.D en Ingeniería Sísmica y Estructural, División de Investigación y Desarrollo de F' C Control y Diseño de Estructuras S. A. S., Medellín, Colombia

²Ingeniero civil, Escuela de Ingeniería de Antioquia, Medellín, Colombia

RESUMEN

Con el objetivo de obtener una herramienta eficiente para la evaluación matemática de disipadores de energía por deformación tipo riostra, se desarrolló un modelo de elementos finitos basado en seis especímenes construidos a escala real con industria y mano de obra local y llevados a la falla mediante un protocolo de carga que supera el establecido por la norma Colombiana NSR-10. Mediante la exposición sencilla y detallada del comportamiento teórico de una riostra que surge de éste proyecto, se espera aumentar la confianza en el gremio constructor Colombiano para desarrollar nuevos métodos de diseño sismoresistentes en edificaciones locales mediante el uso de disipadores hysteréticos. El modelo fue desarrollado a través de la calibración de diferentes parámetros como: propiedades mecánicas de los materiales, el coeficiente de endurecimiento, los tipos y definiciones de elementos matemáticos, entre otros; teniendo siempre presente los resultados experimentales obtenidos. Para la simulación se utilizó el software Simulation Mechanical 2014 de Autodesk y se aplicaron cargas cíclicas de tracción y compresión hasta llegar a las deformaciones especificadas en el programa experimental y en la norma. Los resultados de ésta investigación explican el desarrollo de la simulación paso a paso y determinan las consideraciones que deben ser tomadas para simular futuros modelos de riostras BRB. Por otro lado se grafica la curva hysterética de fuerza – deformación calculada por el software seleccionado y se demuestra la necesidad de utilizar modelos no lineales con mayores capacidades al incluir no linealidades simultaneas de pandeo, deformaciones plásticas, estabilización de partes por contacto y cargas cíclicas en el tiempo. La principal conclusión de ésta investigación especifica el proceso de simulación y modelación de una riostra BRB y adicionalmente determina la capacidad máxima del software Simulation Mechanical.

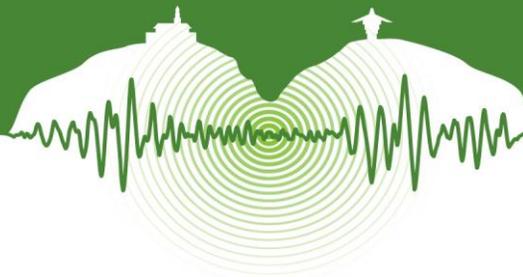
Palabras clave: Riostras de pandeo restringido, curvas hysteréticas, simulación por elementos finitos, control sísmico.

ABSTRACT

Through the objective to obtain an efficient mathematical tool to evaluate the behavior of a brace type hysteretic damper, a finite element model was developed based on six specimens built in real scale with local industry and workforce and taken to failure with a establish protocol by the Colombian normative NSR-10. By a simple and detailed explanation of the theoretical behavior of a BRB, it is expected to increase the confidence in the Colombian constructor guild and encourage the use of seismic response control techniques in local buildings. The model was developed by calibrating different parameters like the material mechanical properties, the hardening coefficient, the element types, mathematical element definition and others; involving all the time the experimental results. The simulation was taken on the software Simulation Mechanical 2014 from Autodesk, where cyclical traction and compression loads were applied until deformations specified on the experimental program and the norm were reached. The results of this project explains clearly the process to obtain an effective simulation for future BRB models. By the other hand, the hysteretic force-displacement curve was calculated using the software and it was proved that it is necessary to use a better non linear software due to the simultaneous nonlinearities which includes buckling, plastic deformations, stabilization of elements by contact and cyclical timed loads. The main conclusion of this investigation defines a method to simulate a BRB using a finite element software's and in addition specifies the maximum capacity of the Simulation Mechanical software.

Keywords: Buckling restrained braces, hysteretic curves, finite element simulation, seismic control.

* joviedo@controldisenio.com



1 INTRODUCCIÓN

Al conocer la necesidad que tiene el país de desarrollar nuevos métodos de diseño para la construcción, implementando nuevas tecnologías de protección sísmica, la empresa F²C Control y Diseño de Estructuras S. A. S. diseñó un dissipador de energía tipo riostra basado en los conocimientos del Dr. Juan Andrés Oviedo, y con el apoyo de la Escuela de Ingeniería de Antioquia se desarrollaron los ensayos experimentales de los elementos fabricados. Para verificar el comportamiento de éstos prototipos se desarrolló un modelo matemático que permitiera estimar el comportamiento teórico de los elementos y comparar su capacidad de disipación de energía con la obtenida en el programa experimental. Al conocer éstos resultados se evidencia un avance importante en el desarrollo de elementos de disipación de energía en el país y se incentiva la implementación de nuevos diseños sismoresistentes en el gremio constructor.

Para identificar el comportamiento teórico de los prototipos fabricados, se determinó como objetivo del presente proyecto el desarrollo de la simulación y modelación de las riostras tipo BRB diseñadas por F²C Control y Diseño de Estructuras S. A. S utilizando el software Simulation Mechanical. Finalmente, se aportan recomendaciones para tener en cuenta en futuras simulaciones.

Para alcanzar estos objetivos, se abordó una metodología que consistió primero que todo en conocer el manejo del software y la interpretación de los parámetros y resultados del mismo. Luego se identificaron las condiciones reales de los ensayos experimentales y las propiedades mecánicas y geométricas obtenidas de la fabricación de los elementos. Y finalmente se ajustaron los parámetros del software para simular el comportamiento de las riostras.

Los resultados permitieron establecer algunas recomendaciones para simular este tipo de elementos por medio de programas de elementos finitos, especificando la capacidad necesaria del software. Sin embargo al identificar la capacidad del programa no fue posible calcular la curva de disipación de energía de fuerza – deformación de todos los ciclos establecidos en el protocolo de carga, impidiendo la comparación de los resultados teóricos y experimentales en este ámbito. Además fue posible identificar la capacidad del software Simulation Mechanical al presentar inconsistencia en el cálculo de pandeo y deformaciones plásticas a compresión.

Se espera que las propuestas y sugerencias presentadas a partir de éste estudio, contribuyan al desarrollo de modelaciones y simulaciones de riostras tipo BRB mediante el uso de programas de elementos finitos más avanzados, y, de este modo complementar el desarrollo de investigaciones en elementos de disipación de energía en Colombia.

2 FASE ANALITICA

2.1 Modelos FEA y materiales

Por medio de software SolidEdge ST5 se crearon los modelos FEA (Finite Element Analysis) de cada uno de los componentes de la riostra con base en los diseños de las mismas. La Ilustración 1 muestra la geometría y las diferentes partes de la riostra BRB diseñada. Se creó cada pieza en modelos FEA independientes para luego realizar el ensamble como se observa en la Ilustración 2.

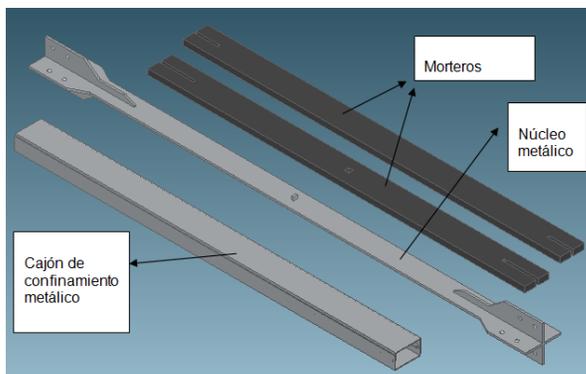


Ilustración 1: Modelos FEA de las partes de una riostra BRB.

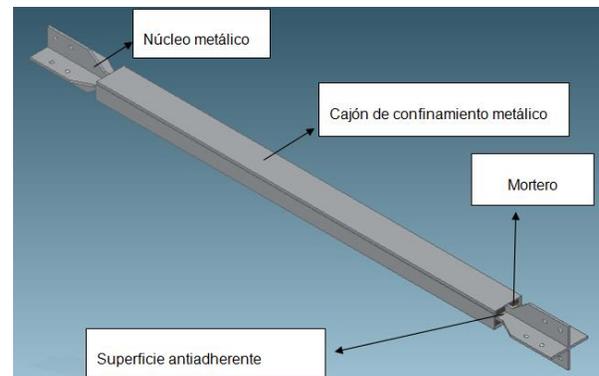


Ilustración 2: Conjunto FEA de una riostra BRB.

Se realizaron ensayos de laboratorio para obtener las propiedades mecánicas de cada uno de los materiales utilizados y luego se creó cada uno de ellos en la librería de materiales del software. A continuación se presentan los resultados de los materiales utilizados en los ensayos experimentales y los utilizados en el software.

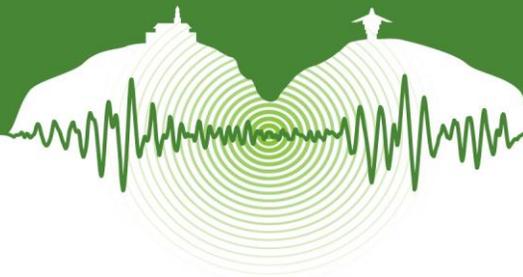


Tabla 1: Materiales

	Tipo de material		T_y (MPa)		T_u (MPa)		E (Modulo de elasticidad) (GPa)		U (Modulo de Poisson)		Elongación (%)	
	Experimental	Software	Experimental	Software	Experimental	Software	Experimental	Software	Experimental	Software	Experimental	Software
Morteros	Diseño Ingeconcreto	Concrete fairlyhighst regth	33	33	-	-	-	-	-	-	-	-
Cajón de acero	ASTM A36	ASTM A36	303	303	441	441	205	205	0,29	0,29	34	34
Pines	ASTM A325	AISI 8650	-	-	830	1027	205	204,7	-	-	-	-
Núcleo metálico	ASTM A36	ASTM A36	386,1	386,1	496	496	205	205	0,29	0,29	36	36

2.2 Superficies de contacto

Para garantizar que las diferentes partes de la riostra entren y salgan de contacto durante cada ciclo, se definieron 2 contactos tipo general contact con frictionless contact entre las caras del núcleo y el mortero, como se muestran en la Ilustración 3. Para representar el contacto entre el mortero y el cajón de acero, se definieron 6 superficies de contacto tipo bonded; el cual permite que las superficies permanezcan en contacto durante toda la simulación. Estas superficies se observan detalladamente en la Ilustración 4.

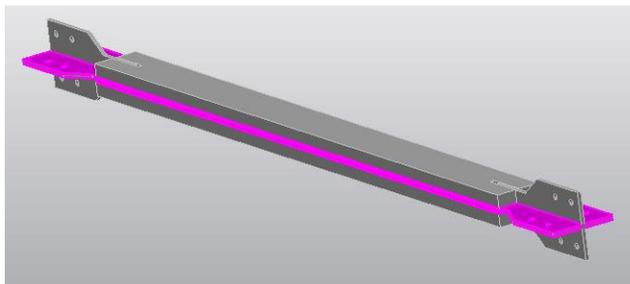


Ilustración 3: Superficies de contacto tipo general contact.

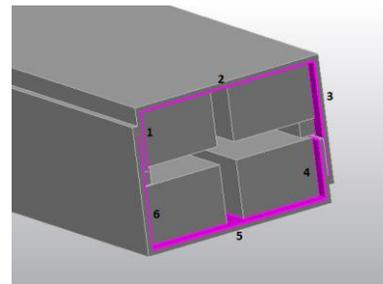


Ilustración 4: Superficies de contacto tipo bonded.

2.3 Tipos de elemento

De las 16 opciones que ofrece el programa para seleccionar el tipo de elemento se seleccionó el tipo brick ya que este cuenta con una amplia aplicación de diferentes tipos de análisis y sus características son las más completas. El elemento tipo brick es un cubo que nos da la opción de crear 8 o 20 nodos entre sus aristas, permitiendo así obtener resultados más reales.

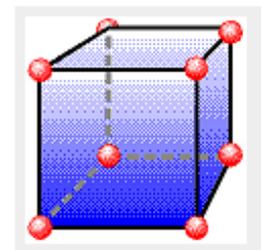


Ilustración 5: Elemento tipo brick.



Enmallado

Se realizó un enmallado general para todo el conjunto de 4.5 mm de espesor utilizando elementos cúbicos y en los puntos donde se identificó un cambio súbito según el criterio de von misses, se realizó un refinamiento de malla como se observa en las ilustraciones Ilustración 6 e Ilustración 7.

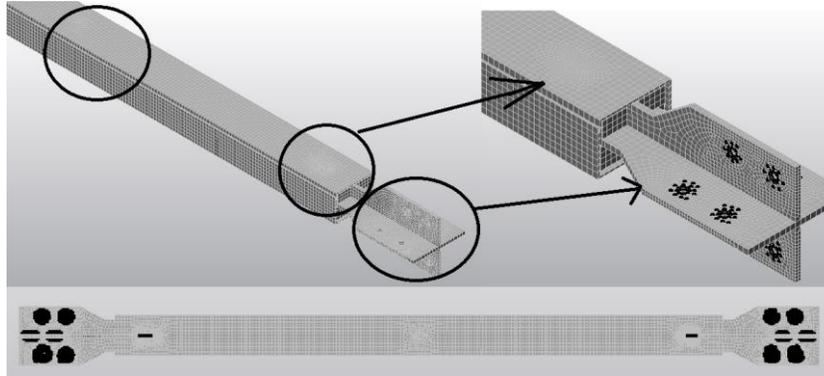


Ilustración 6: Enmallado general riostra BRB.

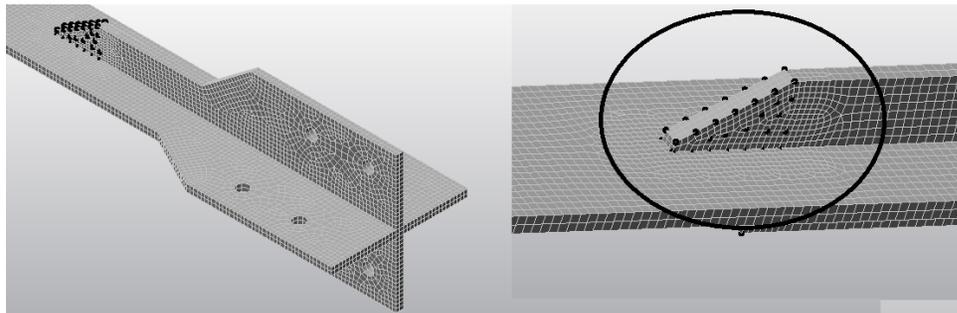


Ilustración 7: Puntos de refinamiento de malla.

2.4 Cargas

Una vez definido el protocolo de carga de la etapa experimental, se crearon elementos tipo cercha con un eje central para representar los pernos y a través de estos aplicaron las cargas. Además de estos se aplicó un control por desplazamientos para controlar los ciclos plásticos. Las ilustraciones 8, 9 y 10 muestran la localización de las cargas; la magnitud de las cargas aplicadas y el control por desplazamiento utilizado para la simulación, respectivamente.

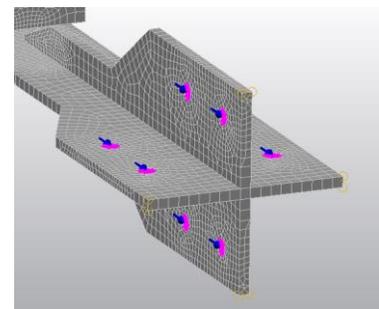


Ilustración 8: Localización de cargas aplicadas

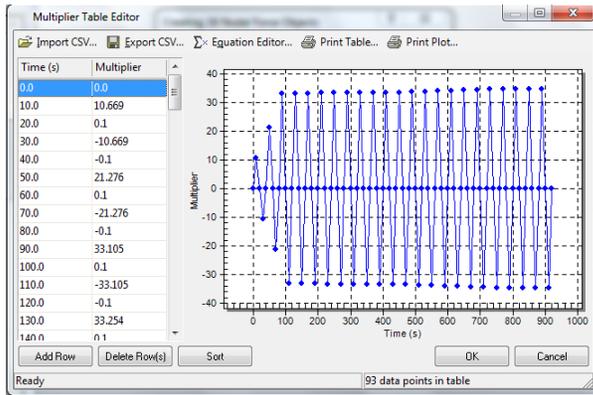
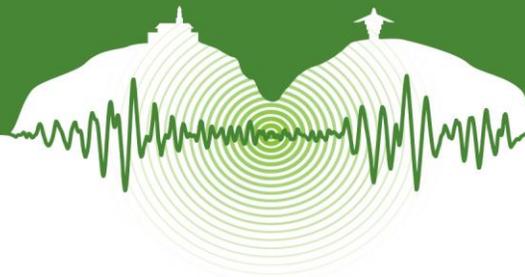


Ilustración 9: Aplicación de cargas cíclicas al modelo

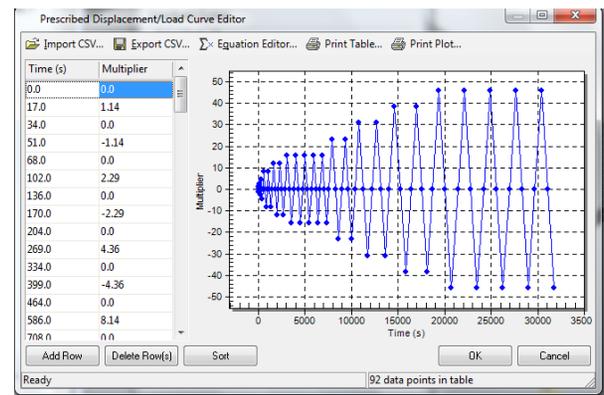


Ilustración 10: Restricción por desplazamiento

2.5 Restricciones

Se definieron 3 tipos de restricciones, una como pin constraint para representar los pernos que se fijan en el extremo opuesto a la carga. Otra como general constraint fija en todos sus ejes rotaciones y trasnacionales menos en el sentido paralelo a la aplicación de la carga para garantizar la linealidad de la carga aplicada y finalmente una general constraint con todos sus ejes rotacionales y trasnacionales fijos aplicada sobre los extremos de las líneas tipo resorte para garantizar la estabilización del cajón cuando este no esté en contacto con el núcleo. Cada una de estas restricciones se observan en las ilustraciones Ilustración 11, Ilustración 12 e Ilustración 13 respectivamente.

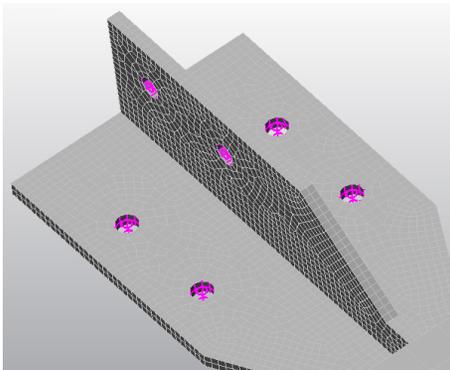


Ilustración 11: Restricción tipo pin constraint.

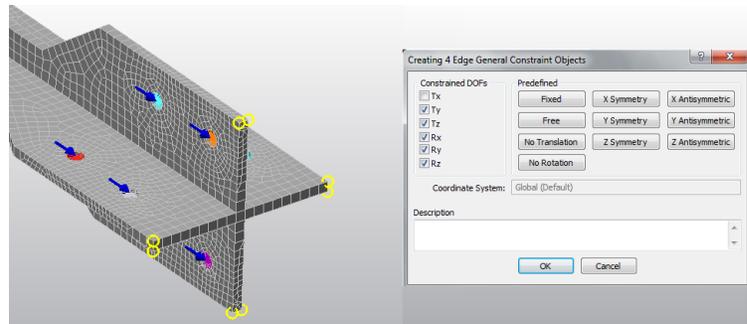


Ilustración 12: Restricción personalizada.

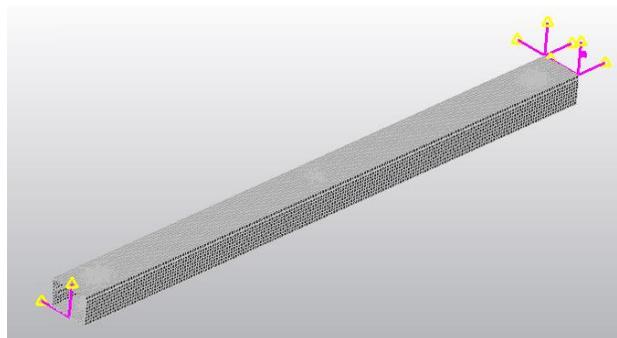
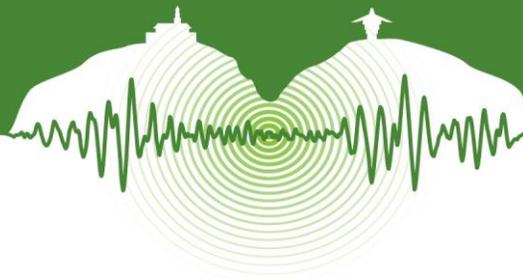


Ilustración 13: Restricciones empotradas sobre líneas estabilizadoras del cajón.



3 RESULTADOS

3.1 Análisis lineal

Mediante el análisis lineal es factible observar la distribución real de esfuerzos de los elementos pero obteniendo valores de esfuerzo mucho mayor a los esperados al ser únicamente lineal. Sin embargo mediante éste análisis se observa la concentración de esfuerzos que se da en la sección donde hay un cambio súbito de rigidez en el núcleo. La Imagen 1 muestra claramente ésta situación.

Otro factor importante que se puede observar en éste análisis lineal, es la distribución de esfuerzos a través del núcleo como se muestra en la Imagen 2. Teniendo en cuenta que la fuerza fue aplicada en el eje central de los pernos; se observa por medio de la distribución de esfuerzos, la dispersión de la carga aplicada. Se puede identificar que los esfuerzos se concentran sobre los puntos adyacentes a los pernos y luego se disipa la carga simétricamente a través del núcleo. De la misma manera que la distribución de esfuerzos, los valores encontrados en éste análisis no son relevantes debido a la interpretación elástica de los materiales.

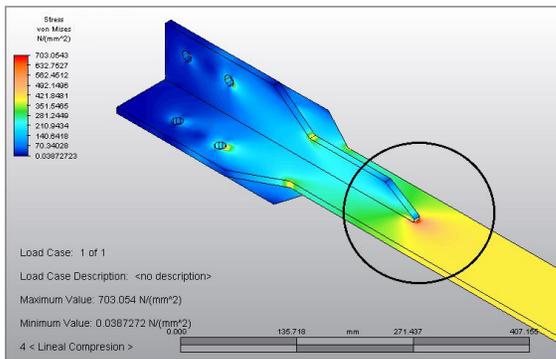


Imagen 1: Concentración de esfuerzos a tracción y compresión en análisis lineal.

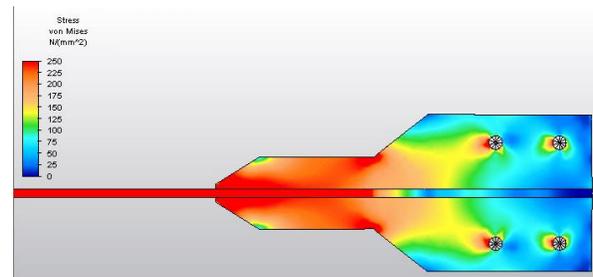


Imagen 2: Distribución de carga.

3.1.1 Tracción

Al ser un análisis lineal se observan esfuerzos que superan el T_u del acero utilizado, lo que descarta la consideración de éstos valores. Sin embargo, esto nos da un acercamiento al comportamiento esperado del elemento al calcular una distribución de esfuerzos lógica a los largo del elemento. La Imagen 3 muestra la distribución del núcleo de acuerdo a los límites de deformación esperados. Y en la Imagen 4 se puede observar que los esfuerzos son mayores sobre la zona plástica, lugar donde la sección transversal de la riostra es menor y confirmando una distribución lógica de esfuerzos según lo esperado.

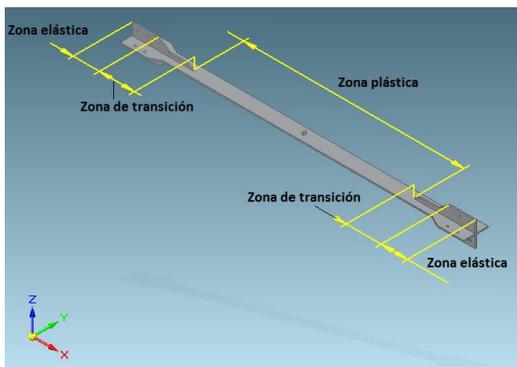


Imagen 1: Clasificación de deformaciones esperadas.

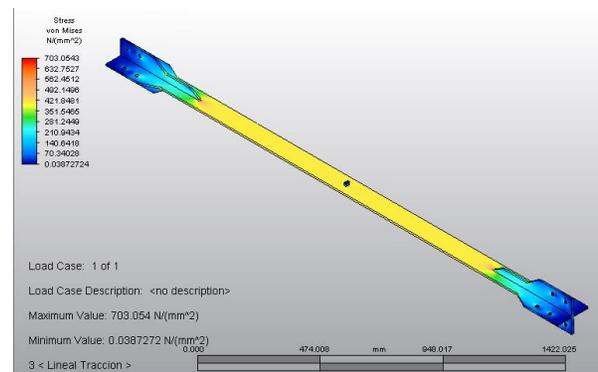
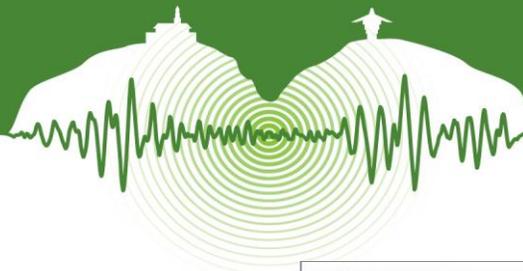


Imagen 2: Esfuerzos principales a tracción en análisis lineal.



3.1.2 Compresión

Al ser un análisis lineal el comportamiento a tracción y a compresión es exactamente igual ya que no se consideran ecuaciones de pandeo ni otras no linealidades. La Imagen 5 muestra los resultados obtenidos a compresión, en donde se puede observar un comportamiento idéntico al de tracción cambiando únicamente el signo de los desplazamientos.

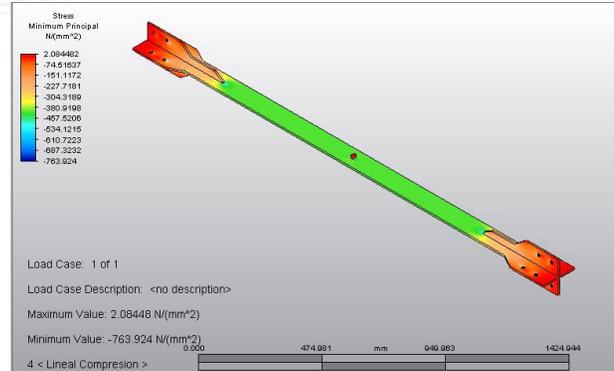
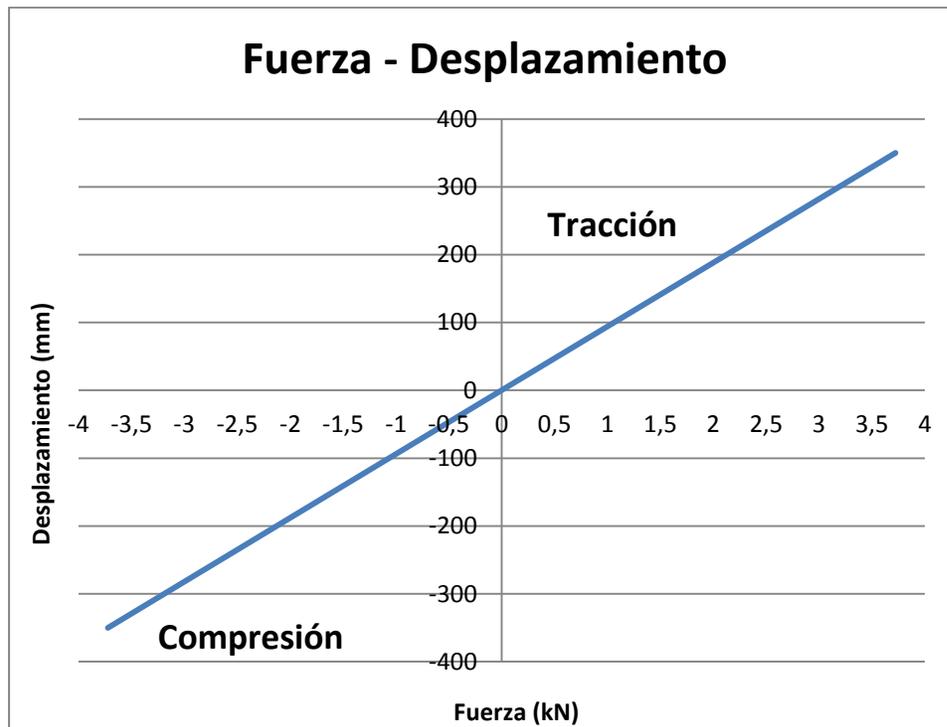


Imagen 3: Esfuerzos principales a compresión en análisis lineal.

3.1.3 Fuerza – Desplazamiento

Al observar la Gráfica 1 podemos confirmar que el comportamiento del elemento es completamente elástico al tener una única pendiente aún después de superar la fuerza de fluencia (330 kN).

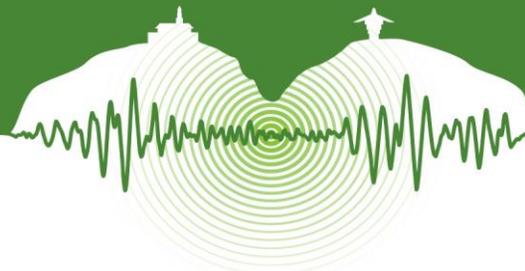


Gráfica 1: Fuerza-Desplazamiento en análisis lineal.

3.2 Análisis lineal de pandeo

Mediante el análisis de pandeo lineal se observan los diferentes modos con sus respectivos factores multiplicadores de pandeo (buckling load factor). Éste análisis no permite mostrar esfuerzos ni deformaciones, únicamente muestra los modos de pandeo y las cargas críticas para llegar a éstos. En las Imágenes 6 a 9 se muestran los modos de pandeo 1, 2, 7 y 8 respectivamente.

El modo 1 de pandeo representa la deformación que se da cuando no se tiene ningún tipo de restricción, mientras que el modo 8 representa la forma como se deforma una riostra BRB al estar restringida al pandeo. Como se puede ver en el factor multiplicador de pandeo de la Imagen 9, la fuerza crítica del modo 8 es igual a 40, valor que representa una carga crítica de 400 kN y supera la fuerza de fluencia del núcleo.



Al comparar el valor de la fuerza crítica del modo 1 y la calculada según la teoría de Euler. Se observa que las dos fuerzas son muy similares, por lo tanto se aceptan los factores multiplicadores de pandeo de los modos más altos.

Para generar un pandeo con 8 puntos de inflexión y 4 concavidades se requiere una fuerza de 400 kN como se observa en la Imagen 9. Esto representaría la forma esperada de pandeo al incluir el cajón ya que las fuerzas calculadas en los ensayos experimentales fueron hasta 400 kN.

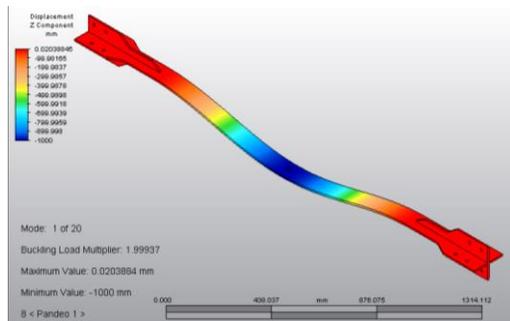


Imagen 6: Modo 1 de pandeo en análisis de pandeo lineal.

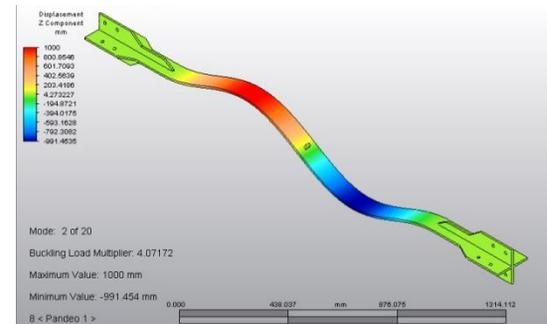


Imagen 7: Modo 2 de pandeo en análisis de pandeo lineal.

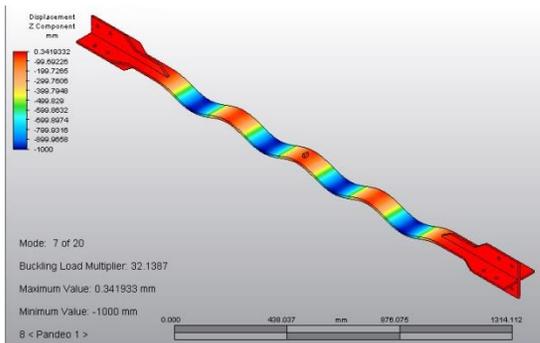


Imagen 8: Modo 7 de pandeo en análisis de pandeo lineal.

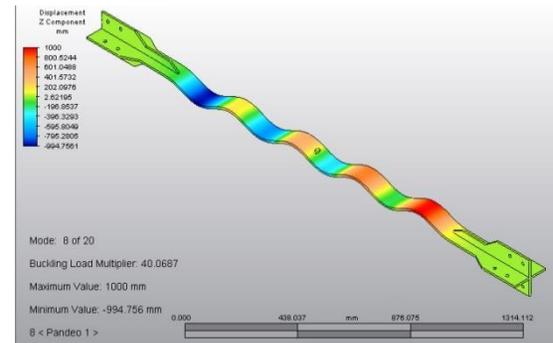


Imagen 9: Modo 8 de pandeo en análisis de pandeo lineal.

3.3 Análisis no lineal simplificado

Después de realizar diferentes análisis se encontró que el comportamiento del pandeo en los análisis no lineales fue muy aleatorio al considerar los mismos parámetros. Se realizó la misma simulación varias veces y como resultado se obtuvieron formas de pandeo diferente. La solución más acertada de pandeo, representa deformaciones verticales de 0,8 mm a lo largo del extremo derecho de la lámina central del núcleo haciendo contacto con el mortero superior como se muestra en la Imagen 10.

Además de esto se encontró que en algunos casos el núcleo no se pandeó y en otros mostraba pandeo después de alcanzar fuerzas mayores a las mostradas en el análisis de pandeo. Por lo tanto se obtienen resultados de pandeo poco confiables.

Otra prueba que se realizó fue la simulación de núcleo sin ningún tipo de restricción vertical para verificar el comportamiento del pandeo. Se esperaba obtener resultados según el modo de pandeo 1, sin embargo se obtuvo una forma de pandeo muy irregular lo que nuevamente ratifica el mal cálculo del programa para considerar ecuaciones de pandeo.

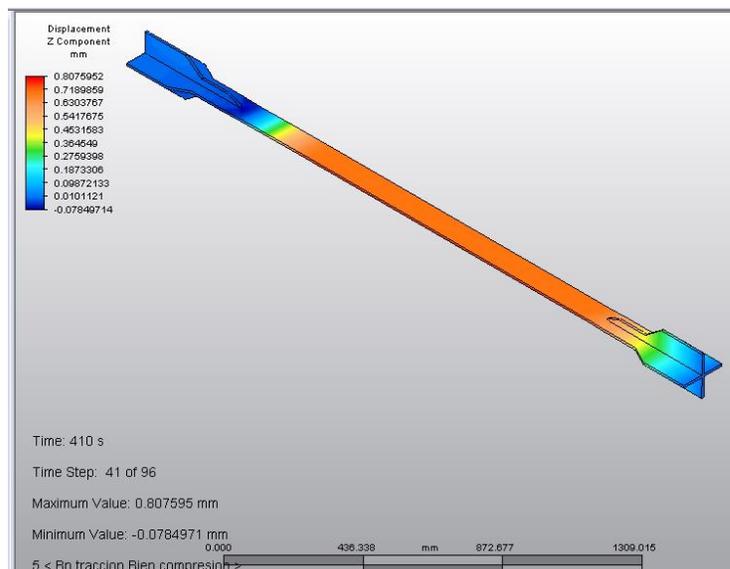
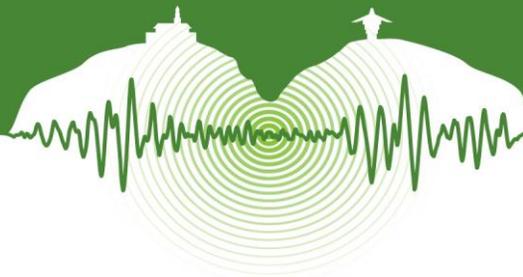


Imagen 10: Pandeo análisis simplificado.



3.3.1 Esfuerzos von mises

- Tracción

Al observar la distribución de esfuerzos del núcleo en el análisis no lineal, se comprueba el mismo comportamiento presentado en los análisis lineales y mostrando las mismas concentraciones de esfuerzos. Sin embargo, en este caso los valores de los esfuerzos a lo largo del núcleo son reales y como resultado también se obtienen deformaciones plásticas.

En la Imagen 11 se aumentó la visualización de las deformaciones del núcleo en un 30% para ver claramente el comportamiento plástico de éste. Como se puede observar, el núcleo inicia su deformación plástica sobre los puntos donde existe una concentración de esfuerzos como se observa en la imagen 1, y su sección transversal se reduce. Se identifican esfuerzos de 415 MPa, los cuales son mayores a los de fluencia (386 MPa). Por lo tanto se evidencia la presencia de deformaciones plásticas.

El comportamiento del análisis no lineal a tracción muestra resultados plásticos muy confiables y permiten la calibración del modelo mediante el factor de endurecimiento del acero. La interpretación de éste factor se puede entender claramente observando la Gráfica 2, allí se puede observar que la curva tiene 2 pendientes, una representa el módulo de elasticidad del acero y la otra el factor de endurecimiento el cual se encuentra en el rango plástico de la curva esfuerzo-deformación. Al calibrar la pendiente del rango plástico con los resultados obtenidos en los ensayos experimentales, se obtienen resultados satisfactorios en la simulación.

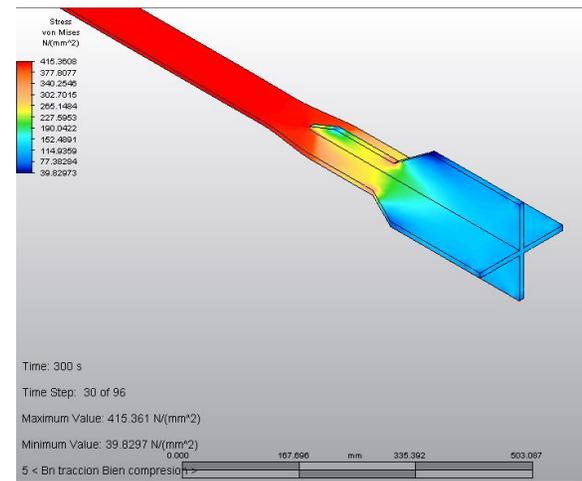


Imagen 11: Esfuerzos von mises tracción análisis simplificado.

- Compresión

Los resultados obtenidos a compresión fueron los más relevantes para demostrar que el programa no tiene la capacidad suficiente para simular el comportamiento de una riostra BRB.

Cuando el elemento se someta a ciclos de compresión plástica el programa no converge las ecuaciones y no muestra resultados. En la Gráfica 2 se observa el comportamiento satisfactorio a tracción pero la no convergencia a compresión.

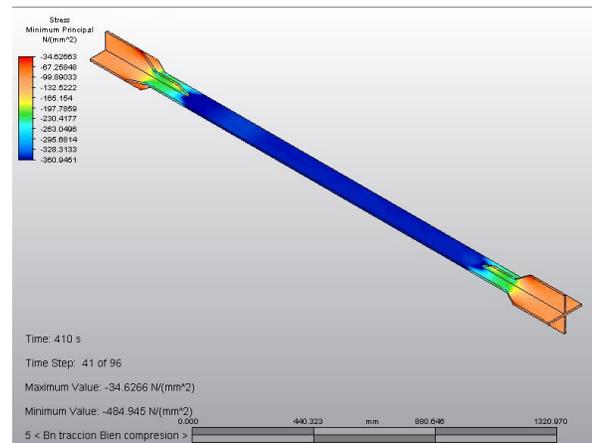


Imagen 12: Esfuerzos principales compresión análisis simplificado.

3.3.2 Deformaciones plásticas

Uno de los resultados que permite mostrar el programa son las zonas del elemento que se encuentra con deformación plástica. Esto permite observar el comportamiento plástico del elemento y se puede ver claramente en la Imagen 13 la transición de la zona elástica a la plástica. Se observa que los puntos que primero se plastifican corresponden a los puntos donde la sección transversal cambia bruscamente de geometría.



Como es esperado, después de superar la carga de fluencia la zona central es la única zona que se deforma plásticamente, permitiendo la alta disipación de energía del elemento.

La Imagen 13 muestra las zonas plásticas del elemento, donde el color rojo representa una deformación completamente plástica y el azul una completamente elástica.

Mediante estos resultados es posible calcular la fuerza de fluencia del elemento, la cual es de 330 kN para ambos prototipos.

Como se explicó anteriormente las deformaciones plásticas a compresión no son soportadas por el programa debido a la inexactitud del pandeo. Por lo tanto, no se tiene ningún resultado de éste tipo.

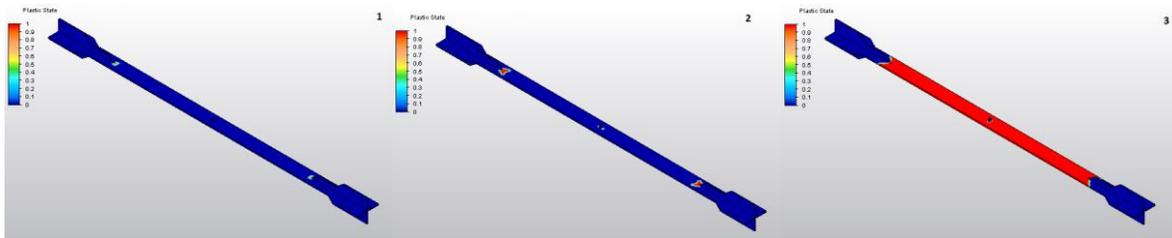
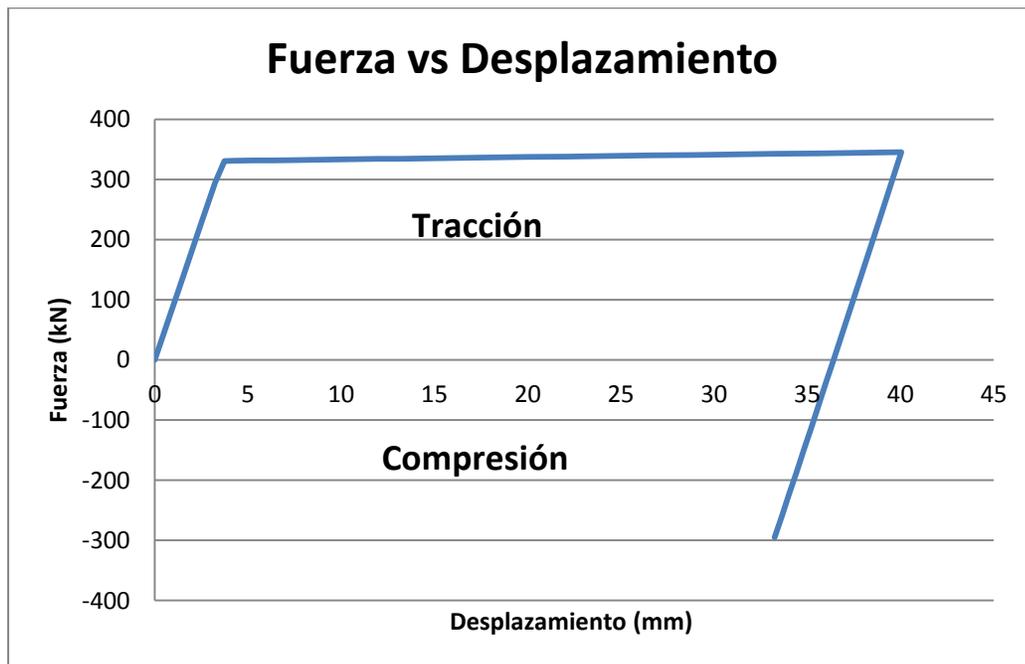


Imagen 13: Deformaciones plásticas tracción.

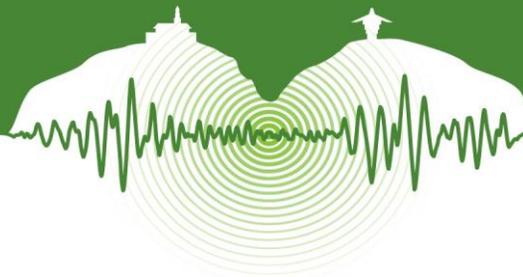
3.3.3 Fuerza – Desplazamiento

Para explicar la capacidad del programa de una forma más sencilla se tomaron los resultados de los análisis simplificados y se creó la gráfica de fuerza- desplazamiento (Gráfica 2). En ella podemos observar claramente los comportamientos elásticos y plásticos a tracción hasta llegar a la deformación máxima establecida en el protocolo de carga. Se puede ver que cuando el elemento es sometido a compresión y llega a la carga de fluencia, no hay más resultados. Esto se debe a que el programa no converge las ecuaciones que involucran pandeo y deformaciones plásticas a compresión.

La Gráfica 2 muestra las dos pendientes respectivas para las deformaciones elásticas y plásticas. Estos valores representan el módulo de elasticidad y el factor de endurecimiento respectivamente. Valores que se deben ajustar para calibrar el modelo final y obtener las deformaciones esperadas.



Gráfica 2: Fuerza-Desplazamiento análisis simplificado.



3.3.4 Morteros

Al definir las propiedades de contacto entre los elementos es posible observar la transferencia de carga que se da a través de ellos mediante los esfuerzos que se observan en la Imagen 14. Es importante mencionar que estos esfuerzos se dan únicamente a compresión cuando existe un pandeo en el núcleo. Al tener un comportamiento aleatorio de pandeo los resultados obtenidos a través del tiempo son igualmente aleatorios, sin embargo si se tuviera un comportamiento estable sería posible analizar la transferencia de cargas y la concentración de esfuerzos presentes en los morteros. Y así localizar los puntos donde se concentran los esfuerzos y determinar la capacidad necesaria del mortero y la localización geométrica de las deformaciones máximas.

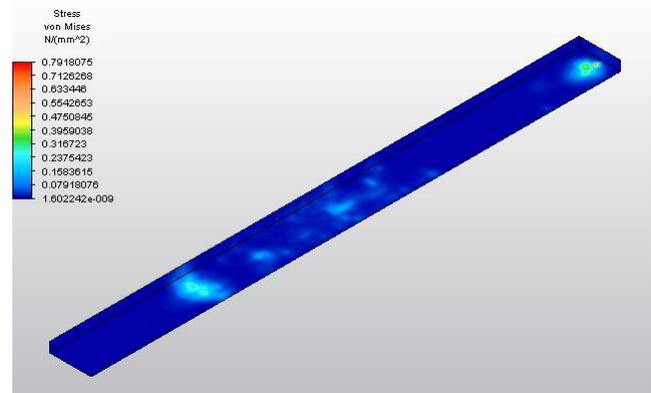


Imagen 14: Esfuerzos von misses morteros análisis simplificado.

3.3.5 Comparación de resultados etapa analítica y experimental

Al observar el comportamiento real de los elementos se identificó que estos se pandean en sus modos altos. Al haber llegado alrededor de las 400 kN en los ensayos experimentales, se determinó que el modo 8, al tener una fuerza crítica de pandeo de 400 kN es la que mejor representa el comportamiento de las riostras. Las ilustraciones 14 y 15 muestran la falla de las riostras en los ensayos experimentales y la simulación del modo 8 de pandeo con su fuerza crítica, respectivamente. Además de esto se encontró que en los extremos de los especímenes se presentó una falla común. Esto se debe a que como se observa en los resultados analíticos, existe una concentración de esfuerzos sobre este punto. En las ilustraciones 16 y 17 se puede detallar este comportamiento.



Ilustración 14: Resultados experimentales.

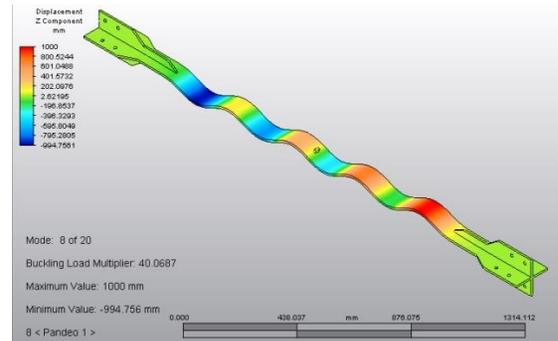


Ilustración 15: Modo 8 de pandeo.



Ilustración 16: Resultados experimentales.

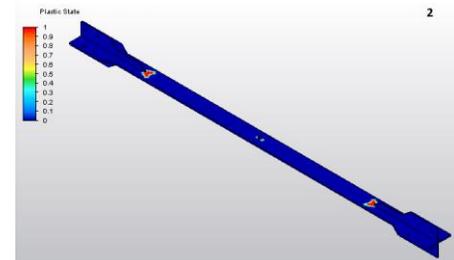


Ilustración 17: Concentración de esfuerzos.



CONCLUSIONES

Conociendo el objetivo principal de este proyecto sobre el desarrollo de la simulación y modelación de las riostras tipo BRB diseñadas por F' C Control y Diseño de Estructuras S. A. S utilizando el software Simulation Mechanical, se llegaron a las siguientes conclusiones.

Al conocer el funcionamiento del programa Simulation Mechanical de Autodesk y realizar diferentes tipos de simulaciones, fue posible determinar la capacidad del programa. Al identificar los tipos de análisis que presentaban resultados válidos y los que no, fue posible determinar cuáles de los análisis son más efectivos y cuáles son las ventajas y desventajas de cada uno de ellos. Para el caso particular de la riostra BRB, se concluyó que el programa no tiene la capacidad suficiente para simular el comportamiento teórico de ésta mediante un análisis no lineal plástico debido a las no linealidades simultáneas que se presentan; específicamente las cargas distribuidas en el tiempo, el pandeo, las deformaciones plásticas y los elementos con estabilización por contacto. Se encontró que las mayores desventajas del software son principalmente los cálculos de pandeos y las deformaciones plásticas a compresión. Además se evidencia un largo tiempo de simulación en elementos que se estabilizan por medio del contacto entre las partes. Sin embargo, los análisis de pandeo lineal y los lineales presentan resultados aceptables. Después de identificar estas características, fue posible realizar comparaciones con los ensayos experimentales mediante estos dos tipos de análisis. Siendo el análisis lineal de pandeo el más eficiente.

Por otro lado, se evidencia que el programa muestra resultados muy buenos para modelos que no involucren muchas no linealidades simultáneas. Especialmente el análisis no lineal elástico y plástico, el cual permite calcular superficies de contacto y deformaciones plásticas que no involucren pandeo y cargas cíclicas en el tiempo.

Otro aspecto importante a mencionar es el comportamiento que se da cuando se usan desplazamiento preestablecidos en el programa Simulation Mechanical. Se identificó que estos son únicamente funcionales cuando una pieza se va a desplazar de un lugar a otro.

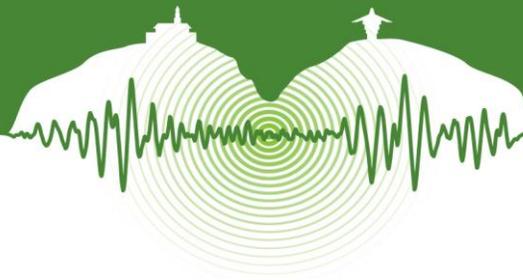
Como consideración final se recomienda basarse en este artículo para simular el comportamiento de éste tipo de elementos utilizando un programa diferente a Simulation Mechanical. Se hace énfasis en usar el software Ansys ya que este es el más comercial en el mercado local y facilita la solución de problemas de manejo del programa, sin embargo el software NX también tiene la capacidad suficiente para simular el comportamiento de una riostra BRB.

AGRADECIMIENTOS

A F' C Control y Diseño de Estructuras S. A. S. por creer en proyectos innovadores para el país, por apostarle al desarrollo de soluciones no convencionales a los problemas y riesgos a los que actualmente están expuestas nuestras estructuras. También por demostrar que las alianzas empresa-academia pueden generar aportes importantes a la sociedad. A la EIA por el interés y esfuerzo que invirtió en éste trabajo de grado y por formarnos tanto en lo técnico como en lo personal. Queremos agradecer al personal de laboratorios por toda su ayuda. A Concreto S. A. por su aporte y dedicación en la producción de las piezas metálicas, también por permitirnos utilizar sus instalaciones y herramientas para la fabricación de los especímenes y por su disposición para ayudarnos durante todo el proceso.

REFERENCIAS

- Cancelado, R. 2013. Caracterización experimental de riostras de pandeo restringido a escala sometidas a cargas cíclicas. *Revista de Ingeniería. Universidad de los Andes*, pp. 17-23.
- Iwata, M. 2004. Applications - Design of buckling restrained braces in Japan. *13 th World Conference on Earthquake Engineering* (3208).
- Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo territorial. (2010). *NSR-10*. Bogota, Colombia.
- Oviedo, J. A. 2012a. Disipadores Histeréticos Metálicos. *Uso de dispositivos de control de respuesta sísmica*. Medellín.
- Oviedo, J.A. y Duque, M.D. 2006. Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones. *Revista EIA*, N° 6, pp. 105-120.
- Oviedo, J.A., y Duque, M.D. 2009a. Disipadores histeréticos metálicos como técnica de control de respuesta sísmica. *Revista EIA*, N° 11, pp. 51-63.
- Oviedo, J.A., y Duque, M.D. 2009b. Situación de las técnicas de control de respuesta sísmica en Colombia. *Revista EIA*, N° 12, pp. 113-124.
- Sun, F.-f., Li, G.-q., Guo, X.-k., Hu, D.-z., & Hu, B.-l. 2011. Development of New- Type Buckling- Restrained Braces and Their Application in Aseismic Steel Frameworks. *Advances in Structural Engineering*, Vol 14, N°4, pp. 717-730.



Aislamiento sísmico en Colombia: Caso de estudio Puentes Cra. 44, Cali

Seismic Isolation in Colombia: Case study Bridges 44th Street - South highway,
Cali

Nelson Betancour¹ y Francisco Galvis^{2*}

¹Director de proyectos, Pedelta Colombia S.A.S., Bogotá, Colombia

²Ingeniero de proyectos, Pedelta Colombia S.A.S., Bogotá, Colombia

RESUMEN

Colombia es un país que cuenta con una alta amenaza sísmica la cual es particularmente elevada en las regiones andina y pacífica, donde se concentran más de dos terceras partes de la población nacional. Por esta razón, los principales centros urbanos del país y las vías que los comunican están en permanente exposición a movimientos telúricos. Estas condiciones de amenaza hacen que el aislamiento sísmico sea una buena alternativa a considerar en el diseño de estructuras, y en particular, de puentes. Además, desde el diseño se debe asegurar que una vez la estructura entre en servicio los costos de mantenimiento y reparaciones sean mínimos, garantizando el confort y seguridad en el tránsito. El caso de estudio corresponde a los puentes proyectados en el intercambiador vial entre la autopista sur y la carrera 44 en la ciudad de Cali (Colombia) el cual está compuesto por dos puentes acoplados, uno recto que pasa sobre la autopista sur y otro curvo como intercambiador. La superestructura es una losa aligerada post-tensada, que en el tramo recto tiene un canto constante de 1.6m, un ancho total de 12.4m, y una longitud total de 120m repartida en 4 luces continuas (25m+35m+35m+25m), mientras que el ramal curvo tiene un canto de 1.4m, un ancho total de 7m, y luces de 25m+35m+35m+34.3m para una longitud total de 129.3m. Los tableros de ambas estructuras fueron construidos por el sistema denominado tramo a tramo en tres fases de hormigonado. La infraestructura del viaducto está compuesta por pilas y estribos de concreto reforzado, ambos protegidos con un sistema de aislamiento sísmico proporcionado por apoyos elastoméricos de alto amortiguamiento con núcleo de plomo, convirtiéndose en la primera aplicación de esta tecnología en Colombia para este tipo de estructuras.

Palabras clave: aislamiento sísmico, disipación de energía, diseño de puentes.

ABSTRACT

Colombia has a high seismic hazard zone located especially on the Pacific and Andina region of the country where more than two thirds of the national population resides. Therefore, the main urban areas of the country and their communication highways are in permanent exposition to earthquake attacks. This hazard conditions makes of seismic isolation a good alternative to consider in the design of structures and specifically bridges. In addition, the reduction in maintenance and possible reparation cost must be a variable of consideration in the conceptual design of the structure in order to provide enough traffic comfort and safety. The case study presented herein is the bridge projected for the South highway - 44th street interchange in the city of Cali. The structure is composed of a coupled bridge that has a straight segment over the South highway and a curve interchange. The superstructure is a post-tensioned cast-in place concrete hollow slab that in the straight segment has a constant depth of 1.6m, 12.4m wide (for three traffic lanes) and a total length of 120m split in 4 continuous spans of 25+25+35+25 m, and in the curved segment has 1.4m of depth, 7m width (for one traffic lane) and 4 spans of 25+35+35+34.3 m for a total length of 129.3m. Both slabs were built using a three phase segmental construction method.

Knowing the high seismic activity in the subduction zone near to the City, the viaduct substructure is composed of reinforced concrete piers and abutments protected with an isolation system of Lead Core Elastomeric Bearings (LCBE), reducing the seismic demands on the structure. One of the advantages of the LCBE is its own flexibility in addition to its energy dissipation capability. This is the first application in Colombia of this kind of isolator on a bridge structure.

* fgalvis@pedelta.com.co



Keywords: base isolation, energy dissipation, bridge design.

1 INTRODUCCIÓN

El objetivo del aislamiento sísmico es lograr que la energía transmitida por un sismo a la estructura pueda ser disipada o reducida, por medio de la utilización de elementos flexibles horizontalmente, llamados “aisladores sísmicos”, los cuales son colocados usualmente entre la superestructura y la infraestructura, en el caso de puentes (Naeim & Kelly, 1999). Dichas capacidades hacen que estos dispositivos sean ideales para puentes sometidos a diferentes condiciones enmarcadas en la sismicidad Colombiana, es por ello que la empresa Pedelta Colombia S.A.S. los ha venido utilizando con éxito en diversidad de proyectos en puentes con características especiales tales como trazados particulares, pilas altas, suelos blandos y alto tráfico tanto urbano como intermunicipal, obteniendo una estructura segura, funcional, estéticamente agradable y económicamente competitiva, demostrando con casos concretos en nuestra geografía, la eficacia de utilizar esta técnica e incentivando la mayor aplicación de este método de protección sísmica en los proyectos de infraestructura en nuestro país. La Tabla 1 resume los principales proyectos con aislamiento sísmico diseñados por la empresa Pedelta Colombia S.A.S. resaltando el condicionante del proyecto, el nivel de amenaza sísmica en el cual se encuentra enmarcado y los porcentajes de reducción en el cortante basal obtenido por aislamiento y disipación en cada caso.

Tabla 1: Proyectos con aislamiento sísmico diseñados por Pedelta Colombia S.A.S. en Colombia

Condición del proyecto	Nombre del proyecto (año inauguración)	Nivel de amenaza	Tipo de aislador	Reducción por aislamiento (%)	Reducción por disipación (%)
Trazados curvos en planta y alzado	Puente Portachuelo (2009)	Intermedia	Elastomérico Bajo amortiguamiento	60	-
	Redoma San Mateo (2007)	Alta	Elastomérico Bajo amortiguamiento	45	-
Pilas altas	Puentes PR-13 (en ejecución)	Alta	Elastomérico con núcleo de plomo	44	34
Suelos Blandos	Puente el Rosal (2012)	Intermedia	Elastomérico goma alto amortiguamiento	30	40
Puente Urbano con trazado curvo en planta	Puentes Cra. 44 (2011)	Alta	Elastomérico con núcleo de plomo	25	34

El caso de estudio sobre el cual se concentra este artículo son los Puentes de la Cra. 44 sobre la Autopista Sur en Cali.

La ciudad de Santiago de Cali se encuentra ubicada en el sur-occidente Colombiano, en una zona cercana al Océano Pacífico, y por tanto, a la zona de subducción de las placas Pacífico y Nazca, siendo por tanto una región de amenaza sísmica alta caracterizada en el estudio nacional con una aceleración del terreno de diseño de 0.25g para un periodo de retorno de 475 años que corresponde a una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años.

El proyecto se encuentra localizado en la Autopista Sur (calle 10) con Cra 44, que se trataba de un cruce con un alto volumen de tráfico totalmente semaforizado (Fig. 1). La intersección fue solucionada levantando la rasante de la carrera 44 sobre la Autopista Sur mediante un viaducto recto, y permitiendo el cruce del flujo proveniente de la carrera 44 hacia la autopista sur por medio de un ramal curvo en la estructura en dirección nordeste.

La superestructura es una losa aligerada pos-tensada, que en el tramo recto tiene un canto constante de 1.6m, un ancho total de 12.4m, y una longitud total de 120m repartida en 4 luces continuas (25m+35m+35m+25m), mientras que el ramal curvo tiene un canto de 1.4m, un ancho total de 7m, y luces de 25m+35m+35m+34.3m para una longitud total de 129.3m (Fig. 2). Los tableros de ambas estructuras fueron construidos por el sistema tramo a tramo en tres fases de hormigonado.

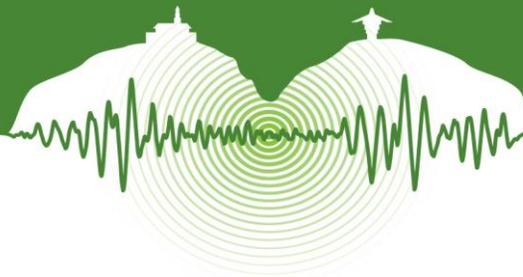


Figura 1: Izquierda: Vista satelital antes de intervenir. Derecha: Render del proyecto terminado.

La infraestructura del viaducto está compuesta por pilas y estribos de concreto reforzado, ambos protegidos con un sistema de aislamiento sísmico proporcionado por apoyos elastoméricos con núcleo de plomo (LCRB), por primera vez utilizados en Colombia en este tipo de estructuras. En total se utilizaron diez aisladores en pilas (2 monopilas y 4 pilas dobles) y ocho aisladores en estribos (dos estribos independientes cada uno con dos aisladores y el estribo común con cuatro aisladores). Los aisladores en las pilas son de 800mm de diámetro, 180mm de altura efectiva de goma y núcleo de plomo de 290mm, mientras que los aisladores en los estribos son de 650mm de diámetro, 155mm de altura efectiva de goma y un núcleo de plomo con 240mm de diámetro. La cimentación es profunda utilizando pilotes de 0.80m de diámetro.

La solución vehicular se complementó con un puente peatonal en arco metálico sobre la Autopista Sur.

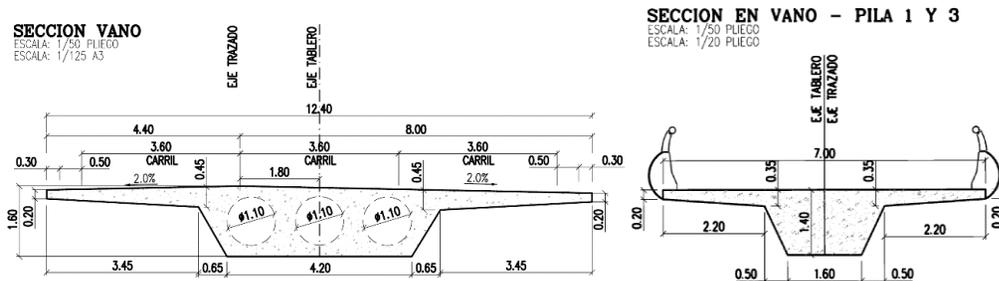
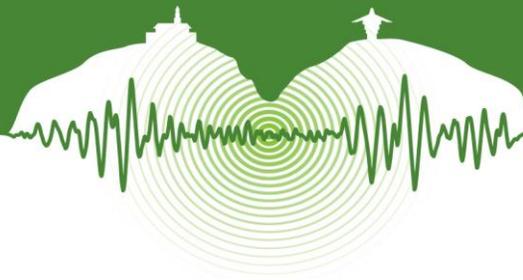


Figura 2: Izquierda: Sección en vano puente recto. Derecha: Sección en vano puente curvo.

2 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

Los condicionantes básicos del proyecto fueron los siguientes:

1. Dar continuidad al flujo principal del tráfico proveniente de la Autopista Sur.
2. Permitir el ingreso del flujo vehicular de la Cra 44 a la Autopista Sur.
3. Solucionar el flujo peatonal con una estructura separada de la vehicular.
4. Obtener una estructura estéticamente agradable.
5. Estructura fácil de construir por fases para disminuir el impacto en el manejo del tráfico durante construcción.



6. Estructura fácil de mantener, esbelta, durable y que mantenga su funcionalidad antes, durante y después de los eventos extremos a los cuales pueda verse sometida.

Para dar cumplimiento a dichos condicionantes se planteó una sola estructura la cual acopla un puente en losas aligerada para el puente principal recto y un puente en losa maciza para el ramal curvo, de tal manera que se tienen juntas de dilatación solo en los tres estribos de la estructura (Fig. 3).

El puente principal está conformado por cuatro luces continuas de 25m-35m-35m-25m para una longitud total de 120 m, un canto de 1.60 m y un ancho total de 12.40 m que aloja tres calzadas de 3.60 m, dos bermas de 0.50 m y dos barreras de 0.30 m.

El puente curvo tiene una longitud de 129.3 m, repartida en 4 vanos de 25 m-35m-35m-34.3 m, un canto de 1.40m y un ancho total de 7.0 m y aloja dos carriles de 3.0 m y dos bermas.

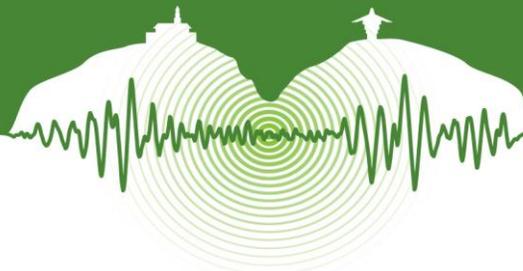
3 AMENAZA SÍSMICA LOCAL

Por la importancia de la estructura se llevó a cabo un estudio de respuesta local con el propósito de obtener el espectro elástico de diseño del puente a partir del estudio de las diversas fuentes sismogénicas a las cuales puede estar sometida la estructura.

La exploración geotécnica adelantada consistió en 18 perforaciones entre 15m y 20m de profundidad y cinco líneas geofísicas de dispersión de ondas superficiales, que permitieron identificar el perfil de velocidad de propagación de ondas de corte del perfil de suelo. Se identificó que el depósito de suelo está conformado por suelos finos con predominio de limos de alta compresibilidad, que en los primeros 10m tiene una velocidad de onda de corte entre 150m/s y 200m/s que continúa incrementando con la profundidad, pasando por 400m/s a los 45m. Con este resultado ya se puede predecir que el rango de aceleraciones altas en el espectro de diseño debe extenderse hasta periodos mayores a 1 segundo.



Figura 3: Vista general de la intersección.



En la Figura 4 se muestran los espectros de diseño de acuerdo con el Código Colombiana de diseño Sísmico de Puentes vigente a la fecha del diseño (CCDSP-95), la microzonificación de Cali (MZSC) y el Estudio de Amenaza Local, este último empleado en el diseño del puente.

Como se observa, el CCDSP-95 desprecia en gran medida los efectos de amplificación de la señal generados por el depósito de suelo, mientras que la microzonificación de la ciudad es más precisa para periodos menores a 0.7s, pero igualmente desprecia los efectos del suelo para periodos mayores. El resultado del estudio de respuesta local del suelo, es un espectro envolvente de dos zonas de amenaza identificadas en la microzonificación de la ciudad por lo que se tiene un espectro con doble meseta.

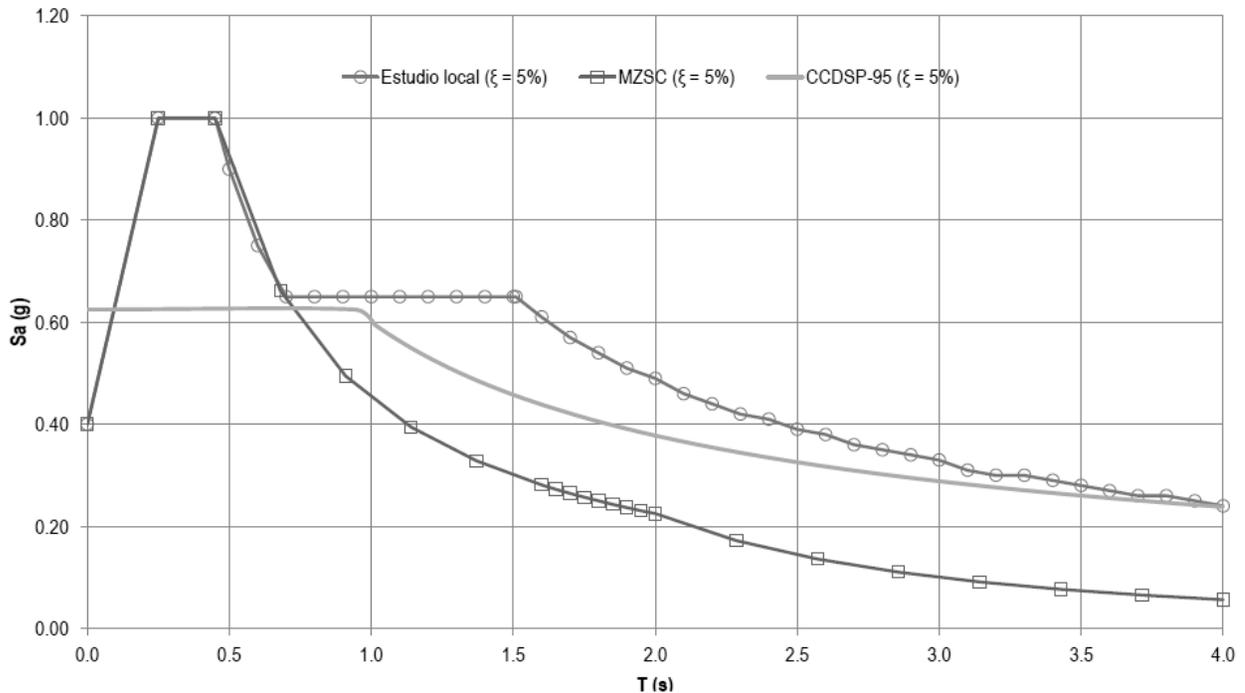


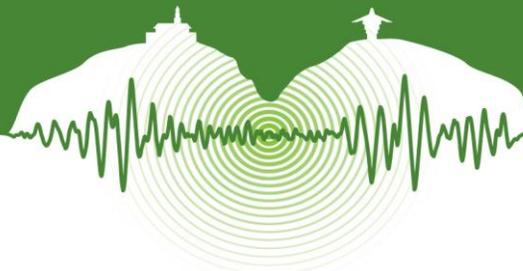
Figura 4: Comparación de espectros de diseño para $T_r=465$ años y amortiguamiento del 5%.

4 ALTERNATIVAS ESTUDIADAS PARA EL DISEÑO SÍSMICO

Para el análisis sísmico del puente se estudiaron las siguientes alternativas:

1. Restricción de giros y desplazamientos en la cabeza de las pilas con el tablero (empotramiento) y dejando los extremos libres (estribos).
2. Restricción de desplazamientos mediante la combinación de apoyos elastoméricos y topes sísmicos longitudinales y transversales, longitudinalmente se deja libre en los estribos y con topes sísmicos transversalmente.
3. Aislamiento y amortiguamiento de la estructura mediante la colocación de apoyos de neopreno zunchado con núcleo de plomo.

El primer caso cuenta con mayor redundancia estructural al permitirse rotulas plásticas en la parte inferior y superior de las pilas en sentido longitudinal, lo que también se traduce en un mayor daño de la misma. El periodo obtenido en éste caso fue de 0.26 segundos en sentido longitudinal y de 0.33 segundos en sentido transversal. Una variante de la solución es desacoplar las estructuras dejando una junta de dilatación entre ambos puentes. Esta alternativa se descartó en una temprana etapa del proyecto por el mayor daño que implica tener dos rótulas por columna en lugar de una.



Para el segundo caso las pilas actúan en voladizo en ambas direcciones, concentrando el daño en las rotulas plásticas que se formarían en la base de las pilas. De allí se obtiene un periodo de 0.30 segundos en sentido longitudinal y de 0.55 segundos en sentido transversal. Al igual que el caso anterior una variante es la colocación de una junta intermedia para separar las estructuras y desacoplar sus desplazamientos.

La tercera opción permite aumentar el periodo de la estructura a costa de obtener un mayor desplazamiento en la misma, dicha flexibilización se traduce en una disminución del cortante basal, que en este caso, al estar acompañada de un incremento en el amortiguamiento generado por los aparatos de apoyo, permitió reducir aún más el cortante basal.

Realizando la comparación entre la alternativa con aislamiento y las alternativa con topes sísmicos, se tiene que para esta última la aceleración espectral de diseño era de 0,82g y 1,00g en sentido transversal y longitudinal respectivamente, y gracias al uso de aisladores, en el punto de desempeño se logró un amortiguamiento estructural del 20% y un periodo de vibración fundamental en cada sentido de 1,90 segundos, lo cual corresponde a una aceleración espectral en cada sentido de 0.35g, lo que significa que se obtuvo una reducción en la fuerza sísmica de diseño del 57% en sentido transversal y del 65% en sentido longitudinal. Comparando el aporte en disipación y aislamiento, el primero genera una reducción del 34%, mientras que el segundo los restantes 23% y 30%. Estos efectos se pueden observar con mayor claridad en la Figura 5.

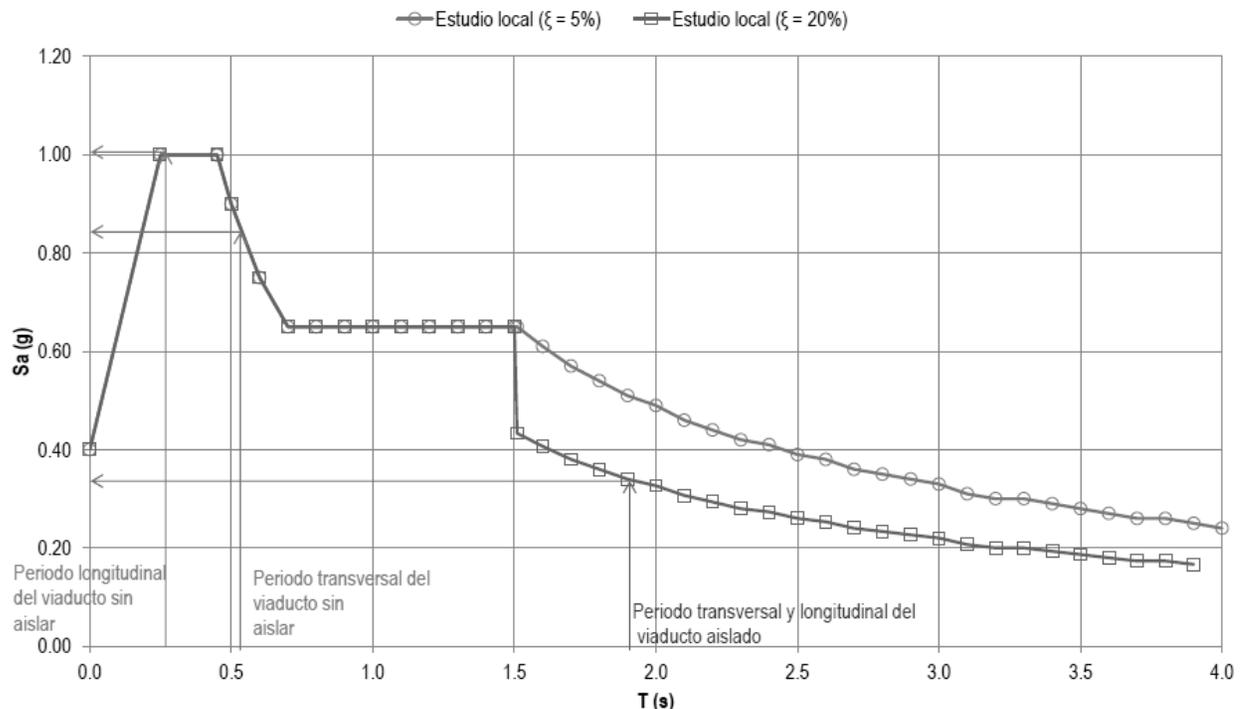
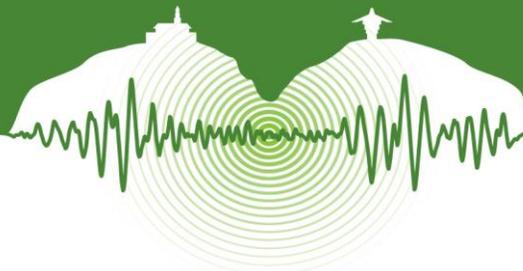


Figura 5: Espectro de diseño al 5% de amortiguamiento y al 20% de amortiguamiento.

5 ANÁLISIS DE PUENTES CON AISLADORES SÍSMICOS

El diseño de estructuras aisladas sísmicamente está regulado por la normativa AASHTO (2010; 2014) y requiere una correcta modelación de la rigidez de la estructura, y particularmente de los aisladores, para cuantificar de forma apropiada el incremento de los periodos de vibración, el comportamiento de la estructura en estados límites de servicio y las demandas de desplazamiento en los aisladores.

En el caso más general, los aisladores sísmicos incrementan el amortiguamiento de la estructura, lo que es correctamente simulado en análisis no lineales contra el tiempo, sin embargo, la normativa permite el uso de un modelo elástico lineal equivalente, siempre y cuando el amortiguamiento máximo sea del 30% y el modelo sea calibrado mediante un proceso iterativo en el cual se anali-



za la estructura asignando a los aisladores una rigidez efectiva que depende del nivel de desplazamiento que sufran a causa del sismo, que se va modificando hasta que la rigidez del análisis sea compatible con el desplazamiento que presenta el aislador.

En distintas referencias (por ejemplo Galvis et al, 2012) se ha demostrado que los aisladores sísmicos, no solo reducen el cortante basal sino que también regularizan en cierta medida el comportamiento de la estructura gracias a la flexibilización que inducen, es decir, reducen la influencia de modos altos en el comportamiento dinámico. Gracias a esta característica es posible pre-dimensionar los aisladores con modelos de un grado de libertad de cada pila. Para ilustrar el procedimiento se detalla el análisis simplificado realizado a la pila 2 del puente recto (Fig. 6).

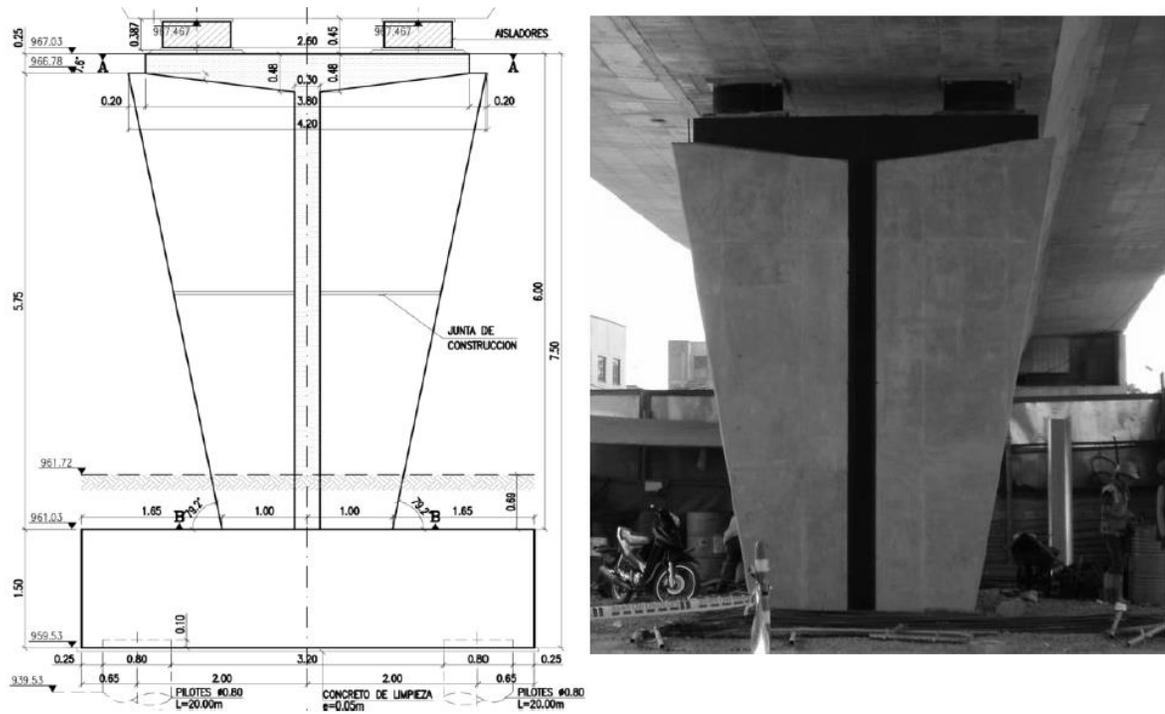


Figura 6: Izquierda: Geometría de pila 2 (ancho constante igual a 1m). Derecha: Pila 2 en construcción.

5.1 Análisis de pila 2

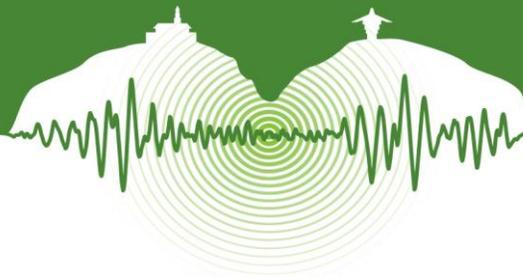
Como se ha mencionado, el análisis de estructuras aisladas sísmicamente puede realizarse de forma iterativa mediante análisis espectrales lineales equivalentes. Para ilustrar el proceso el análisis solo se realiza en sentido longitudinal. Para esto se plantea un sistema de un grado de libertad de la pila en estudio, que debe caracterizarse con sus parámetros dinámicos básicos de Rigidez, Masa y Amortiguamiento. La masa es el único parámetro independiente de la excitación sísmica debido a que la rigidez lineal equivalente y el amortiguamiento viscoso efectivo dependen del desplazamiento inducido por el sismo a los aisladores.

5.1.1 Masa

La pila 2 tiene 35m de puente aferente, de tal manera que la masa asociada se calcula de la siguiente manera:

$$m = (\text{Área}_{\text{sección}} * \rho_{\text{concreto}} + \text{Área}_{\text{pavimento}} * \rho_{\text{pavimento}} + \text{Área}_{\text{barandas}} * \rho_{\text{concreto}}) L_{\text{aferente}} \quad (1)$$

De donde se obtiene una masa total aferente de 738884 kg.



5.1.2 Rigidez

Para empezar, la rigidez lateral de la columna de concreto, la cual se considera en este análisis simplificado como empotrada en la base y libre en su parte superior (los aisladores no restringen la rotación en la parte superior de la columna), se calcula como sigue:

$$K_{pila} = \frac{3 E I_{cr}}{L^3} \quad (2)$$

La inercia (I_{cr}), corresponde a la inercia fisurada en el sentido de análisis (longitudinal), la cual se calcula con base a las dimensiones promedio de la sección y se le aplica un factor de fisuración acorde al nivel de carga axial y la cuantía de refuerzo longitudinal de acuerdo a Priestley, Seible y Calvi (1996). Para la pila en estudio se obtiene una rigidez de 65kN/mm.

La rigidez lateral lineal equivalente de los aisladores depende del nivel de desplazamiento que tengan, por lo cual, se debe conocer la curva Fuerza Vs Desplazamiento de cada aislador (o curva característica) y con base al desplazamiento previsto, calcular la rigidez secante. Para el puente en estudio, los aisladores fueron fabricados por la empresa AGOM International, y tiene la curva característica presentada en la Figura 7.

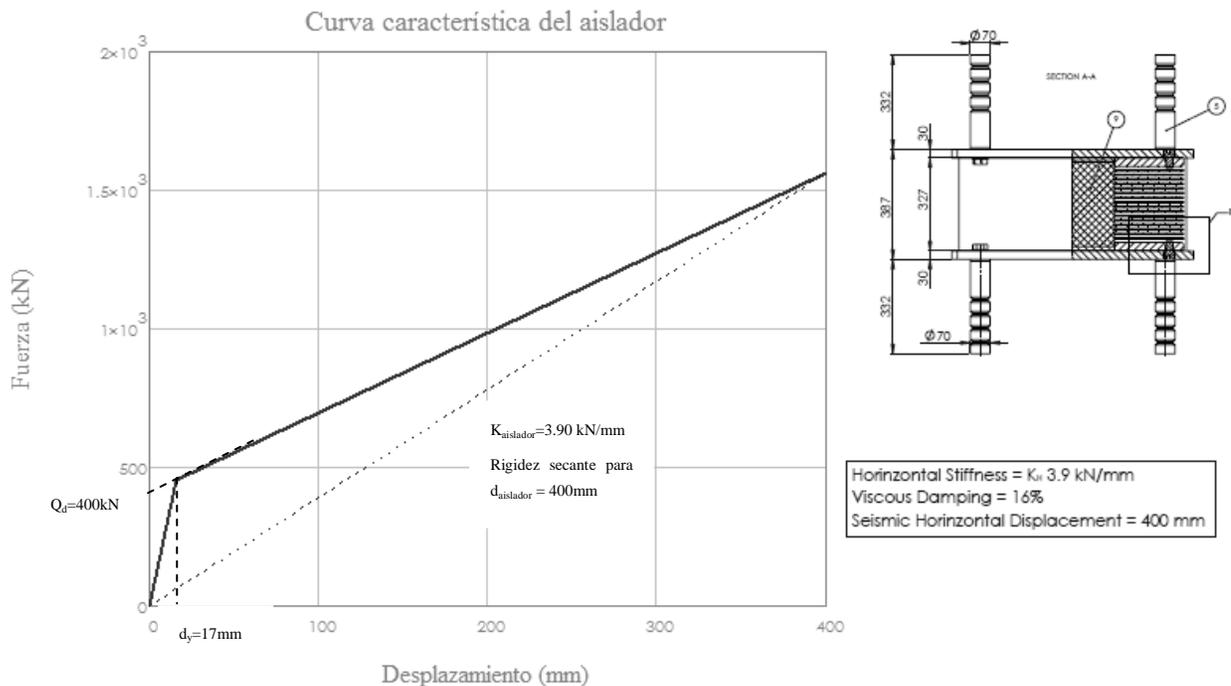


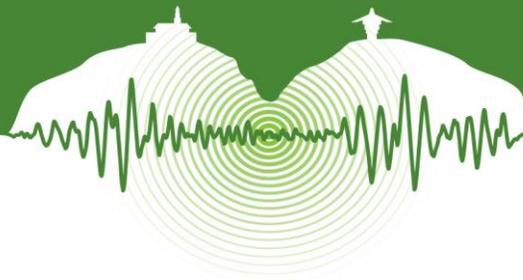
Figura 7: Curva característica y alzado de aisladores en pila 2 (Diámetro 800mm).

Teniendo la rigidez de la pila y los aisladores, es posible calcular la rigidez del sistema en serie pila – aisladores con la Ecuación 3, la cual está basada en la teoría de resortes acoplados teniendo en cuenta que estos elementos perciben igual fuerza.

$$K_{eff} = \frac{K_{pila} * (K_{aislador} * N_{aisladores})}{K_{pila} + K_{aislador} * N_{aisladores}} \quad (3)$$

5.1.3 Amortiguamiento

El amortiguamiento viscoso equivalente de la estructura, al igual que la rigidez, depende del nivel de desplazamiento de los aisladores (ciclos de histéresis de los aisladores). Para cualquier desplazamiento, el amortiguamiento equivalente se calcula con base al área de los ciclos de histéresis y el número de aisladores de acuerdo a la Ecuación 4 que es válida para sistemas bilineales.



$$\xi = \frac{\text{Energía Disipada}}{2\pi K_{\text{aislador}} d^2} = \frac{2 \sum_{i=1}^{N_{\text{aisladores}}} Q_{d_i} (d_{\text{aislador}_i} - d_{y_i})}{\pi \sum_{i=1}^{N_{\text{aisladores}}} K_{\text{aislador}_i} (d_{\text{aislador}_i} + d_{\text{pila}})^2} \quad (4)$$

Donde “d” es el desplazamiento total del sistema (aislador+pila), “ K_{aislador} ” es la rigidez efectiva del aislador para el desplazamiento “ d_{aislador} ” al que este se ve sometido a causa del sismo, “ d_y ” es el desplazamiento al cual fluye el aislador, “ d_{pila} ” es el desplazamiento de la columna calculado como el cortante basal sobre la rigidez de la pila que conforma la subestructura y “ Q_d ” es la fuerza obtenida de proyectar la rigidez pos-fluencia al eje vertical de la curva característica del aislador (Fig. 7). El subíndice “i” denota el número de aisladores. Estas ecuaciones no consideran el amortiguamiento de la subestructura.

5.1.4 Procedimiento de análisis

Este es un proceso iterativo en el cual se va a denotar cada iteración mediante el subíndice “j”. Para la primera iteración se debe suponer un desplazamiento total del sistema que puede estimarse con base al periodo objetivo (T_j) y el amortiguamiento objetivo (ξ_j) como:

$$d_j = \left(\frac{T_j}{2\pi}\right)^2 \frac{S_a(T_j, 5\%)}{B_j} \quad (5)$$

$$B_j = \left(\frac{\xi_j}{0.05}\right)^{0.3} \quad (6)$$

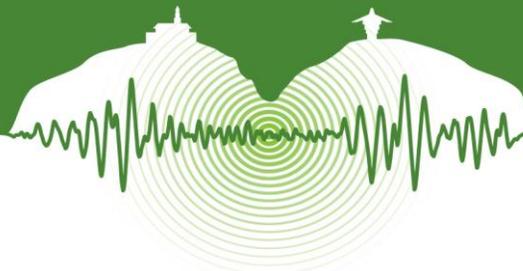
Donde B_j es el factor de reducción del espectro de diseño para incluir el efecto del incremento del amortiguamiento (Naeim & Kelly, 1999), y $S_a(T_j, 5\%)$ es la pseudo-aceleración espectral para el periodo T_j y un amortiguamiento del 5%. Considerando un periodo objetivo de 1.50 segundos y un amortiguamiento equivalente del 20% ($B_1=1.51$), se obtiene un desplazamiento total de 240mm para la iteración 1. Para la primera iteración se puede suponer que el desplazamiento total es igual al desplazamiento de los aisladores, así que entrando en la curva característica del aislador con 240mm se encuentra que la rigidez secante de cada uno es de 4.60kN/mm. Aplicando la Ecuación 3, se obtiene una rigidez efectiva longitudinal de 8.03kN/mm, que corresponde a un periodo estructural de 1.90s y a un amortiguamiento de 22.10%. Con este periodo y amortiguamiento efectivos re-calculados se estima el desplazamiento total con la Ecuación 5, obteniéndose 257mm, el cual es distinto al desplazamiento inicial supuesto, por lo que se debe repetir el proceso estimando un nuevo desplazamiento de los aisladores con la Ecuación 7:

$$d_{\text{aislador}_{j+1}} = \frac{S_a(T_j, 5\%) * m}{B_j} \frac{1}{k_{\text{aislador}} * N_{\text{aisladores}}} \quad (7)$$

El proceso se repite hasta que el desplazamiento total de entrada sea igual al desplazamiento total re-calculado. La Tabla 2 muestra el resumen de este procedimiento para todas las iteraciones hasta la convergencia deseada.

Tabla 2: Resultados proceso iterativo de análisis de la pila 2 (en negrita valores asumidos para iniciar iteraciones)

Iteración (j)	K_{aislador} (kN/mm)	K_{efectiva} (kN/mm)	Periodo (s)	ξ (%)	Desplazamiento total (mm)	Desplazamiento aisladores (mm)
1	-	-	1.50	20.0	240	240.0
2	4.60	8.03	1.90	22.1	257	264.7
3	4.46	7.85	1.92	21.0	301	267.4
4	4.42	7.78	1.93	20.8	303	268.4
5	4.40	7.75	1.94	20.7	304	268.8
6	4.40	7.75	1.94	20.7	305	-



En conclusión, con este procedimiento de pre-dimensionamiento se obtiene un periodo estructural de 1.94 segundos, con 20.7% de amortiguamiento y un desplazamiento total de 305mm. Resultados muy similares a los obtenidos con análisis multimodales de la estructura entera.

CONCLUSIONES

Este proyecto demuestra que el uso de aisladores sísmicos con núcleo de plomo en zonas de amenaza sísmica alta, son una alternativa muy atractiva para reducir las solicitaciones sísmicas en los miembros de infraestructura y cimentación, garantizando además la funcionalidad de la estructura antes, durante y después del evento extremo de diseño. La reducción de la fuerza sísmica equivalente de diseño alcanzada en este proyecto fue alrededor del 60%, lo que permite manejar elementos esbeltos de infraestructura, que interactúan con la arquitectura de la zona (Fig. 8).



Figura 8: Izquierda: Geometría de pila 2 (ancho constante igual a 1m). Derecha: Pila 2 en construcción.

Además, se ilustra un método simplificado de análisis de puentes con aisladores sísmicos de alto amortiguamiento que puede ser fácilmente programado, y permite obtener resultados con una variación de menos del 10% con respecto a análisis refinados con modelos de varios grados de libertad.

REFERENCIAS

- AASHTO. 2014. *AASHTO LRFD Bridge Design Specification*, 6th Edition, American Association of State and Transportation Officials, Washington D.C.
- AASHTO. 2010. *Guide Specifications for Seismic Isolation Design*, 3th Edition, American Association of State and Transportation Officials, Washington D.C.
- Galvis, F.A., Bahamon, M.S., Muñoz, E.E, Smith-Pardo, J.P, and Rodríguez, J.A. 2012. Dynamic Characterization of a Seismic Isolated Viaduct Based on Ambient Based on Vibration Measurements, *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisboa.
- Priestley, M.J.N, Seible, F., and Calvi, G.M. 1996. *Seismic design and retrofit of bridges*. New York: John Wiley and Sons.
- Naeim, F. and Kelly, J.M. 1999. *Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice*. New York: John Wiley and Sons.



Estudio del comportamiento sísmico de una conexión Columna - Fundación para pilas prefabricadas de puentes

Characterization of the seismic behavior of a column-foundation connection for accelerated bridge construction

Francisco Galvis^{1*}, Juan Francisco Correal², Nelson Betancour³, Luis Yamin²

¹ *Estudiante Maestría, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia*

² *Profesor Asociado, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia*

³ *Director de proyectos, Pedelta Colombia S.A.S., Bogotá, Colombia*

RESUMEN

Las conexiones entre elementos prefabricados son cruciales para asegurar el buen comportamiento de la estructura que conforman, más aún si esta se encuentra en una zona de amenaza sísmica intermedia o alta y el sistema estructural es poco redundante, como en el caso de los puentes. Es por ello que en zonas con estas características de amenaza, la prefabricación de elementos de subestructura de puentes es notablemente menor a la de elementos de superestructura. No obstante, diferentes investigaciones en el marco de la Construcción Acelerada de Puentes ("Accelerated Bridge Construction"), que en los últimos 10 años ha tenido un gran desarrollo en Estados Unidos enfocada en el reemplazo de puentes obsoletos de las interestatales, han desarrollado sistemas que permiten extender la prefabricación a la subestructura, inclusive en zonas sísmicas tan altas como California. Sin embargo, estos avances están altamente influenciados por la práctica constructiva de cada estado, haciéndolos difícil de adoptar en marcos distintos a los que fueron concebidos.

Este artículo presenta el desarrollo de un tipo de conexión columna-fundación para puentes prefabricados de potencial aplicación en Colombia, con base al estado del arte internacional en la materia. Para esto se realizó una evaluación conceptual comparativa entre los principales tipos, con el que se identificó que la más natural para pasar de la metodología tradicional de concreto fundido en sitio a elementos prefabricados, es la conexión de ductos inyectados con grouting. Esta conexión consiste en dejar ductos en el dado de cimentación que reciben barras de refuerzo que se proyectan de la columna y por medio de grouting de baja retracción y alta resistencia se unen los elementos. Para aplicar este tipo de conexión, es de vital importancia proveer suficientes tolerancias constructivas para que los elementos encajen, razón por la cual en algunas partes del mundo se ha buscado minimizar el número de barras longitudinales usando refuerzo de gran diámetro (No. 14 a No. 18). Sin embargo, barras de estos diámetros requieren longitudes de anclaje rectas que generalmente controlan el tamaño del dado de cimentación, haciéndolo difícil de prefabricar y transportar, lo cual se suma a la poca o nula disponibilidad de refuerzo de estos diámetros en mercados como el Colombiano. Por todo lo anterior, en la conexión propuesta se utilizan barras en paquete como refuerzo longitudinal de la columna.

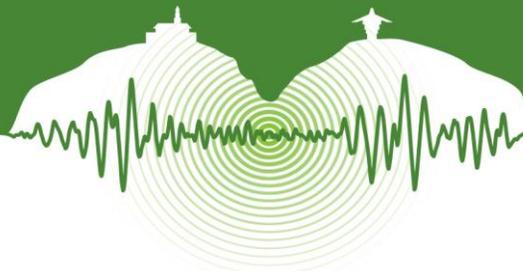
Para evaluar el comportamiento de esta conexión, se adelantaron ensayos de pull-out a paquetes de tres barras No. 8 para diferentes longitudes de anclaje, que permitieron comprobar que para las dimensiones típicas de dados de cimentación, el paquete de barras de refuerzo es adecuadamente anclado con el método propuesto.

Palabras clave: Construcción Acelerada de Puentes, Barras en paquete, columnas prefabricadas, ductos inyectados.

ABSTRACT

Connections between prefabricated elements are crucial to ensure adequate behavior of the structures, especially if the is located

* fa.galvis10@uniandes.edu.co



in intermediate or high seismic hazard regions and it has low redundancy as is the case of bridges. That is the reason prefabrication of bridges is mostly applied to superstructures rather than substructures in such seismic hazard zones. However, some research in “Accelerated Bridge Construction”, which in the last 10 years has been developed in the United States focusing on the replacement of old interstate bridges, aim to extend prefabrication to bridge substructures in seismic zones as high as California. These developments are highly influenced by the construction practice of each state, making them difficult to adapt in places other than those where they were conceived.

This paper presents the development of a column to footing connection for prefabricated bridge substructures suitable to be applied in Colombia based on the state of the art in this matter. To begin, a conceptual comparative evaluation of the main types of ductile connections use worldwide was made, identifying that the best connection to pass from the traditional cast in place building method to prefabrication is the Grouted Duct Connection. This connection required the main longitudinal reinforcement of the columns to be projected to fit inside ducts embedded in the foundation that are then filled with no-shrink grout. To apply successfully this connection it is necessary to provide enough construction tolerances for the elements to fit. Therefore, in United States it is preferred to use large diameter bars as longitudinal reinforcement. However, large diameter bars need equally large straight anchorage length that often controls the size of the foundation, making it hard to transport. Moreover, rebars with diameter greater than No. 10 are not available in Colombia as in whole Latin America. Due to this problems, a new alternative has been developed for column to footing connection that use galvanized steel ducts to hold bundled bars instead of individual large bars, keeping high construction tolerance as well as reducing size and weight of the connecting element.

To assess the behavior of the proposed connections, a series of “Pull-Out” test were conducted on three No. 8 bar bundles for different anchorage lengths. These tests allowed to prove that for the typical footing dimensions the bar bundles are adequate developed with the procedure proposed.

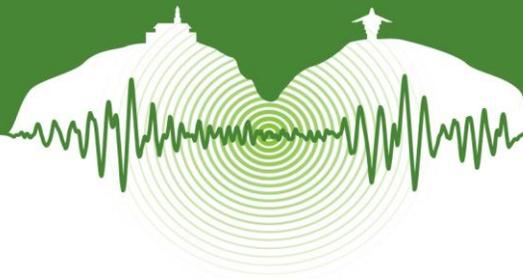
Keywords: Accelerated Bridge Construction, Bundled bars, prefabricated bridge columns, grouted duct connections.

1 INTRODUCCIÓN

El constante crecimiento de las ciudades y la infraestructura del transporte en Colombia y el mundo, lleva consigo proyectos de construcción, reemplazo, ampliación y repotenciación de puentes, que en general son abordados por medio de técnicas de construcción tradicionales de concreto fundido in situ que tardan meses, generando altos impactos en la movilidad y el medio ambiente, además de problemas asociados a la seguridad en la obra y la calidad del producto final. El uso de elementos prefabricados para la construcción de puentes tiene el potencial de reducir el tiempo de intervención en la zona del proyecto de meses a semanas, al trasladar la mayor parte del tiempo de construcción a un patio de prefabricación donde puede efectuarse un buen control de calidad que reduce la mayoría de los problemas de la construcción tradicional (Culmo, 2011).

En los últimos 15 años se ha identificado un notable incremento en el desarrollo y uso de sistemas prefabricados para la construcción de puentes, motivados por la reducción en el tiempo de ejecución de la obra en el sitio final, la cual es fundamental en proyectos que interfieren con vías que ya se encuentran en funcionamiento. En Estados Unidos, Japón, Alemania, Reino Unido, España, Francia, Taiwán, México, entre otros, se han reportado proyectos que utilizan tecnologías conocidas como “Construcción Acelerada de Puentes” (ABC por sus siglas en inglés) para minimizar el tiempo desde que se inicia la intervención en la zona donde se prevé ubicar el nuevo puente y su puesta en operación (Hällmark, White, & Collin, 2012). En general se busca la prefabricación de la totalidad del puente, sin embargo, en zonas sísmicas intermedias y altas existe especial preocupación en cuanto al comportamiento de las conexiones entre elementos prefabricados de subestructura (Culmo, 2011). Para abordar este problema se han clasificado las conexiones entre elementos prefabricados en zonas sísmicas en dos tipos: Conexiones que disipan energía y conexiones protegidas por capacidad, las conexiones que disipan energía son aquellas cercanas a la potencial rótula plástica y que deben asegurar su buen comportamiento, mientras que las conexiones protegidas por capacidad se caracterizan por permanecer elásticas durante toda la vida útil de la estructura (Marsh et al, 2011). La conexión columna fundación es del primer tipo. A su vez, cada una de estas puede ser concebida bajo dos filosofías: conexiones emulativas o no emulativas, refiriéndose a su similitud en comportamiento y diseño a conexiones entre elementos fundidos in situ (Marsh et al, 2011).

Ambas filosofías se han aplicado e investigado de forma más o menos equivalente de acuerdo a la literatura internacional, no obstante, se considera mucho más sencillo de adaptar a la práctica de la construcción en Colombia los métodos que emulan el comportamiento fundido in situ. En esta corriente se han propuesto cuatro tipos de conexiones disipadoras de energía principales: conexión con acopladores, conexión embebida, conexión tipo bolsillo y conexión con ductos inyectados con grouting (Marsh et al, 2011). A continuación se presenta un análisis de las características de cada tipo de conexión con el objetivo de seleccionar el más apropiado para Colombia teniendo en cuenta la práctica nacional y los métodos constructivos locales.



2 TIPOS DE CONEXIONES ENTRE ELEMENTOS PREFABRICADOS EN ZONAS SÍSMICAS

2.1 *Conexión con acopladores de barras*

Los acopladores de barras son dispositivos especiales que se utilizan para unir dos barras a tope. Estos elementos transfieren las cargas axiales de una barra a la otra como si fuera un solo elemento (ver Figura 1, izquierda). El método de unión del acoplador depende del fabricante, lo que hace que existan varios tipos de acopladores. La ventaja que presenta estos sistemas es que dan continuidad a las barras sin necesidad de traslapes, por lo que podrían dejarse en zonas de rótula plástica, lo que facilita la construcción de la conexión en campo. Sin embargo persisten dudas acerca del comportamiento ante cargas cíclicas y no se han publicado normativas que guíen su dimensionamiento, por lo que recientes investigaciones se han enfocado en este tema (Haber, Saiidi y Sanders, 2014). Entre las desventajas de estos sistemas se destaca que dependen de proveedores específicos y de los estándares de cada uno de los tipos de acoplador, lo que limita su aplicación a regiones donde sean distribuidos. Además, la tolerancia constructiva con que se cuenta es muy pequeña para la instalación de los conectores.

2.2 *Conexión con ductos inyectados con grouting*

Este tipo de conexión se caracteriza por que las barras de refuerzo longitudinal se extienden de un elemento y son insertadas en ductos pre instalados en el otro elemento (“Grouted vertical duct connection” en su nombre original en inglés) que posteriormente son llenados con grouting (ver Figura 1, Derecha). Esta conexión es la más natural desde el punto de vista constructivo porque simplemente deja el espacio para instalar las barras de conexión entre elementos por medio de ductos, evitando mayores interferencias con el refuerzo del dado de cimentación (Marsh et al, 2011). No obstante, tienen una tolerancia constructiva intermedia que depende del tamaño del ducto y el número de barras a conectar. Esta conexión requiere una cantidad mínima de grouting pero la instalación de este generalmente exige el uso de una bomba para asegurar que se ocupan todos los vacíos, pero si se provee suficiente tolerancia constructiva el grouting puede inyectarse por simple gravedad. Los ductos pueden dejarse en la columna o el dado de cimentación, no obstante, se prefiere la segunda opción para dejar inalterada la rótula plástica.

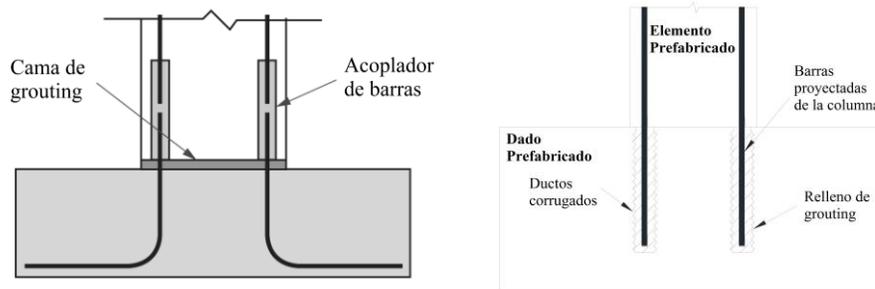


Figura 1: Izquierda: Conexión con acopladores de barras (Marsh et al, 2011). Derecha: Conexión con ductos inyectados con grouting (Haber, Saiidi y Sanders, 2013).

2.3 *Conexión tipo bolsillo*

Esta conexión es similar a la conexión de ductos inyectados con grouting, con la diferencia que se deja una gran cavidad o bolsillo que recibe todas las barras longitudinales (“pocket connection” en su nombre original en inglés). Una vez ubicadas las barras dentro del bolsillo, este se llena con grouting o concreto fluido, preferiblemente grouting por sus propiedades de baja retracción (Ver Figura 2 Izquierda) (Marsh et al, 2011). El refuerzo longitudinal del dado de cimentación, puede pasar a través del tubo que materializa el bolsillo, o puede reubicarse en las zonas adyacentes, esto genera dificultades por congestión de refuerzo en este elemento. Para esta conexión el detallado del nudo es crucial para asegurar un comportamiento adecuado. Por el tamaño del bolsillo, la tolerancia constructiva es generosa al igual que la cantidad de grouting requerida, lo que incrementa el costo de la conexión.

2.4 *Conexión embebida*

Una conexión embebida (“socket connection” en su nombre original en inglés) se define cuando se inserta un elemento en otro sin entrecruzamientos del refuerzo de cada uno (Marsh et al, 2011). La más común de esta conexión se presenta cuando se ubican columnas prefabricadas y alrededor de estas se funde el dado de cimentación (Ver Figura 2, Derecha), aunque también se han utilizado dados prefabricados con una cavidad central llamada candelero, donde se inserta la columna y las tolerancias constructivas son rellenas con grouting. El hecho que la columna prefabricada no tenga barras proyectadas fuera del concreto facilita el proceso de transporte y maniobrabilidad de este elemento. Su principal desventaja es similar a la conexión tipo bolsillo, ya que obliga a reacomodar las barras longitudinales del dado de cimentación, lo que conlleva a congestión de barras en ese elemento.

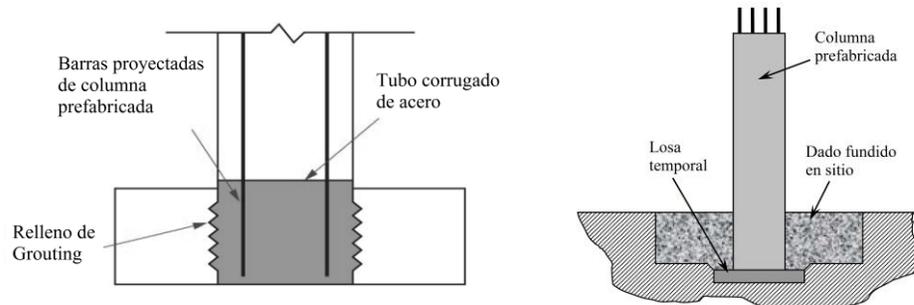
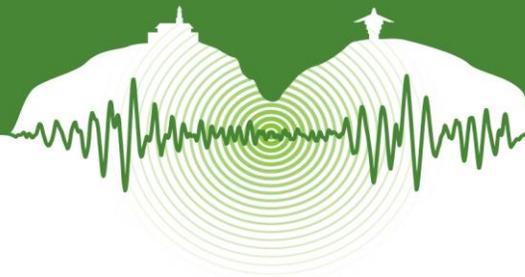


Figura 2: Izquierda: Conexión tipo bolsillo (Marsh et al, 2011). Derecha: Conexión embebida (Marsh, Stanton & Eberhard, 2010).

3 PROPUESTA DE CONEXIÓN COLUMNA-FUNDACIÓN PARA COLOMBIA

Para seleccionar el tipo de conexión más adecuado para Colombia se consideraron los siguientes criterios: Facilidad constructiva de acuerdo a los medios disponibles en la práctica Colombiana (equipos requeridos, tolerancias constructivas), rapidez de ejecución del proceso de conexión, similitud en el detallado de los elementos comparándolos con sus semejantes fundidos en sitio y comportamiento esperado de la conexión.

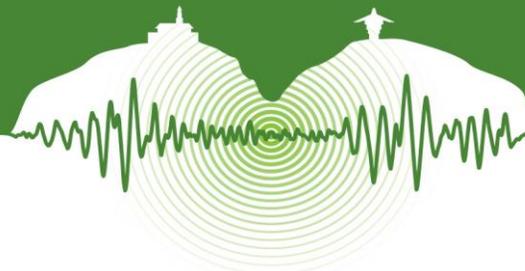
Facilidad constructiva: De acuerdo a los medios constructivos disponibles en el medio Colombiano, la conexión con acopladores de barras presenta las mayores desventajas ya que requiere dispositivos especiales de alta calidad, limitada oferta en el país y que además tienen tolerancias constructivas muy pequeñas (milímetros). En contraste con lo anterior, la conexión con ductos inyectados con grouting es muy flexible en cuanto a medios y tolerancias constructivas, ya que ambos dependen del tamaño de ducto seleccionado con relación a las barras de refuerzo que alberguen, es así como entre menos ductos se usen y mayor sea la relación ducto/barra, las tolerancias constructivas son mayores y es más fácil instalar el grouting. Por otra parte, la conexión tipo bolsillo y la conexión embebida son las que proporcionan la mayor tolerancia constructiva de todas, sin embargo, la primera requiere una gran cantidad de grouting lo cual incrementa el costo del proceso de conexión.

Rapidez en ejecución del proceso de conexión: En este criterio, cuatro de las cinco conexiones evaluadas presentan incrementos en la velocidad constructiva equivalentes en el sitio final de la obra, que pueden estimarse en unos cuantos días. La única conexión que no acelera tanto la construcción como las otras es la conexión embebida con dado de cimentación fundido en sitio.

Similitud en el detallado de los elementos comparado con construcción fundida en sitio: Este criterio es muy importante para poder llevar a la práctica nacional estos procesos constructivos, ya que entre más se parezcan a lo que se hace en el día a día, resulta más fácil su implementación. La conexión con acopladores requiere un detallado especial en la zona inferior de la columna que implica diferencias sustanciales con columnas convencionales hormigonadas "In-situ" a pesar de que el dado de cimentación es exactamente igual. Lo contrario sucede con las conexiones tipo bolsillo y embebida, las cuales permiten métodos de diseño y detallado convencional para la columna, pero requieren cambios importantes en el detallado del dado por congestión de refuerzo e interferencia de la columna en el refuerzo superior del dado. Además, la conexión embebida con dado prefabricado requiere métodos de diseño especiales por comportamientos particulares de la conexión relacionados a mayor flexibilidad de la misma, lo que significa que no emula del todo una conexión hormigonada "In-situ". Finalmente, la conexión con ductos inyectados con grouting es la que menores cambios requiere comparada con una conexión monolítica, debido a que simplemente utiliza ductos verticales en el dado de cimentación los cuales se dimensionan para que ocasionen mínima interferencia al armado de este elemento, mientras que el refuerzo de la columna es exactamente igual al refuerzo convencional dejando las barras longitudinales de conexión prolongadas.

Comportamiento esperado de la conexión: En este último criterio se consideró la ubicación del traslape con relación a la rótula plástica. En general todas las conexiones presentan ventajas en este ámbito, excepto la conexión con acopladores de barras que ubica el acoplador en la zona de rótula plástica lo cual afecta el comportamiento inelástico del elemento.

La conexión que mayores ventajas proporciona a la luz de los cuatro criterios de selección considerados es la conexión con ductos inyectados con grouting, siempre y cuando la conexión tenga un detallado tal que permita las tolerancias constructivas suficientes para la instalar el grouting por métodos de gravedad y obtener distancias adecuadas entre el ducto y la barra. Según Brenes, Wood y Kregger (2006) y Steuck, Eberhard y Stanton (2007), la mejor opción es utilizar barras de gran diámetro (No. 11 a No. 18), sin



embargo, en esta investigación se propone el uso de barras en paquete que tienen dos ventajas principales en contraste con las barras de gran diámetro. Primero, las barras en paquete requieren menor longitud de anclaje recta que una sola barra con igual área transversal al paquete, permitiendo la reducción del espesor del dado de cimentación, y segundo, en la mayoría de países latinoamericanos la barra más grande disponible en el mercado es la No. 10, por lo que el uso de paquetes de barras se convierte en la única opción para hacer viable este tipo de conexión en esos mercados.

4 PUENTE PROTOTIPO

Para contextualizar la conexión propuesta a un caso concreto de un puente típico representativo de la práctica en diseño y construcción en Colombia, se definió un puente prototipo con base al inventario de puentes de Colombia (Ministerio de Transporte y Universidad Javeriana 2010), las tipologías de puentes de diversas concesiones en el país (Información facilitada por la empresa Pedelta Colombia S.A.S.) y una muestra de los puentes de Bogotá D.C.

El puente prototipo seleccionado es un paso superior en una intersección vehicular urbana, los cuales son frecuentes en ciudades en crecimiento donde el incremento del parque automotor hace inviable el manejo de intersecciones semaforizadas. En alzado el puente cuenta con dos luces de 25m compuestas por un tablero en vigas de concreto presforzado isostáticas a carga muerta y losa de concreto reforzado continua sobre las vigas (Figura 3). El ancho total del tablero es de 20m, suficiente para alojar cuatro carriles de 3.65m, cuatro bermas de 0.5m, dos barreras vehiculares de 0.30m, un separador central de 0.60m y un paso peatonal de 2.20m de ancho apto para bicicletas y barreras peatonales extremas colgadas de la cara exterior de la losa. Los terraplenes de acceso se proponen en suelo mecánicamente estabilizado, lo que permite que los estribos y la pila sean tipo pórtico.

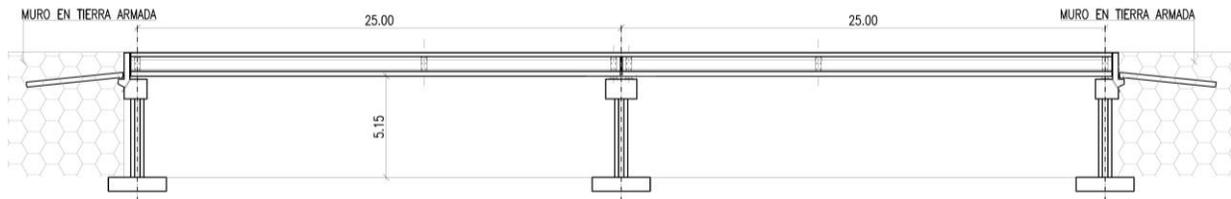


Figura 3: Alzado del puente prototipo.

Toda la subestructura se propone en concreto reforzado con resistencia a la compresión de 28MPa como comúnmente se maneja en el país. Cada pórtico cuenta con cuatro columnas octogonales de 28cm de lado y 4m de altura empotradas en un encepado de pilotes de 60cm de diámetro en la parte inferior y una viga cabezal de 1m de canto y 1.60m de ancho en la parte superior (Figura 4). La altura de las pilas y estribos fue seleccionada para cumplir el galibo mínimo para puentes en Colombia fijado en 5.0m, mientras que el área de la sección transversal es tal que se tiene un índice de carga axial por carga muerta igual menor a 0.15 y para Estado Límite de Servicio I menor a 0.20.

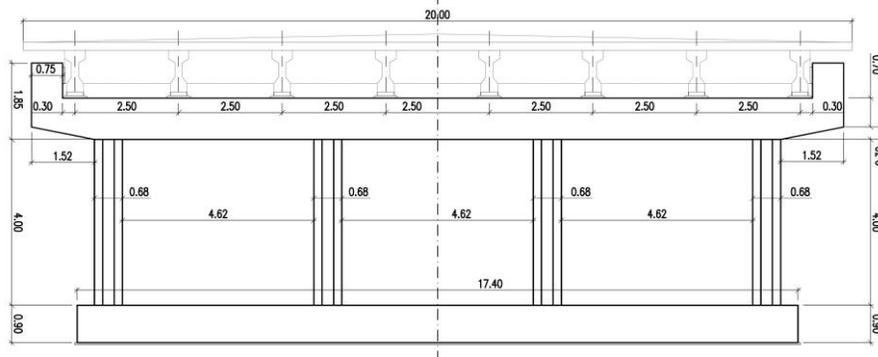
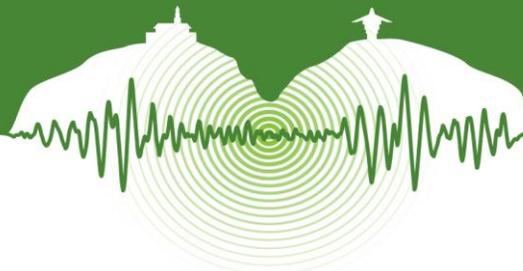


Figura 4: Pórtico en pilas y estribos.

4.1 Detalles de la conexión para puente prototipo

La Figura 5 muestra un esquema en 3D de la conexión propuesta. Se destaca el uso de ductos de acero galvanizado trenzados (iguales a los utilizados en sistemas postensados) de 10cm de diámetro en el dado para recibir paquetes de 3 barras No. 8 que salen de la columna. Cada dos ductos como máximo se deja un ducto de aireación de 4cm de diámetro el cual se ubica para evitar la represión de aire dentro de cada ducto y facilitar el llenado por gravedad de los ductos antes de instalar la columna. En la junta co-



lumnada se propone una cama de grouting de 50mm de altura máxima necesaria para asegurar un apropiado proceso de instalación del grouting. El refuerzo del dado es convencional para dados hormigonados “In-situ”, teniendo en cuenta que el refuerzo requerido por cortante en el nudo se deja embebido rodeando los ductos.

El refuerzo de la columna es convencional para una columna de concreto reforzado fundida en sitio con espirales como refuerzo transversal, pero con la particularidad introducida en esta investigación para un elemento dúctil, del uso de paquetes de barras como refuerzo longitudinal principal conectado. El diseño sísmico del puente para una zona de amenaza sísmica alta indica que se requiere una cuantía longitudinal de 2.42% materializada con 6 paquetes de 3 barras No. 8. Adicional a esto, es necesario dejar un refuerzo longitudinal que no se conecta para cumplir los requisitos de confinamiento de la rótula plástica de separaciones máximas de 20cm (8”) entre centros de barras longitudinales (AASHTO, 2014), este refuerzo es mínimo comparado con el refuerzo conectado, asegurando que no se generan concentraciones del daño para la rótula plástica, en este caso se ubican 6 barras No. 4 adicionales (Ver Figura 5, derecha) que significan tan solo un incremento del 9.6% en cuantía longitudinal entre la junta y la zona adyacente (6 paquetes de 3No.8 equivalen a una cuantía longitudinal de 2.42% y 6 paquetes de 3No.8+6No. 4 corresponde a 2.67%). La resistencia a la compresión del grouting es de 32MPa.

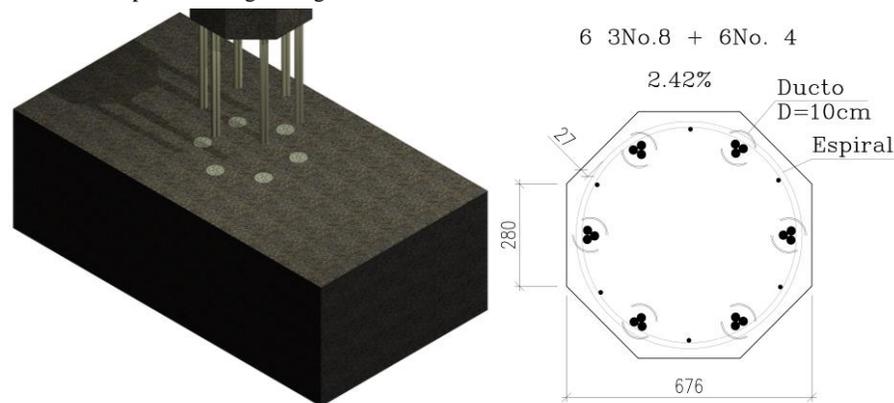


Figura 5: Izquierda: Esquema de proceso de conexión previo llenado de ductos con grouting por gravedad. Derecha: Esquema de refuerzo en la columna.

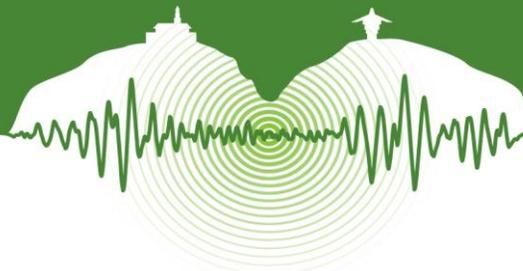
5 LONGITUD DE ANCLAJE DE BARRAS EN PAQUETE

Con el detallado presentado en la sección anterior salta a la vista que la principal duda que impide la implementación de esta conexión es ¿Cuánto debe ser la longitud de anclaje recta de los paquetes de barras dentro de los ductos preinstalados en el dado de cimentación? Para responder esta inquietud se realizó una evaluación bibliográfica de la mecánica del anclaje de barras en ductos rellenos grouting que se resume a continuación.

5.1 Fundamentos del anclaje de barras en zonas sísmicas

La transferencia de carga de las barras de refuerzo corrugado al concreto circundante en la zona donde la barra es anclada se debe a un fenómeno conocido como adhesión (“Bond” en inglés). La adhesión entre concreto y barras de acero corrugado se debe a tres razones: Adhesión química, fricción entre el concreto y el acero y trabazón mecánica generada entre el concreto y el corrugado de las barras (ACI, 2003). Cuando la barra es sometida a tensión, la adhesión química es el primer componente que entra en juego pero que rápidamente se pierde con un pequeño deslizamiento de la barra, posteriormente la transferencia de carga se genera casi exclusivamente por trabazón mecánica más un pequeño aporte de la fricción (ACI, 2003). Durante la transferencia la barra aplica una fuerza inclinada sobre el concreto que tiene aproximadamente el mismo ángulo del corrugado, dicha fuerza puede descomponerse en dos, una paralela a la longitud de la barra, denominada fuerza de adhesión y otra radial a la barra denominada de hendimiento (“Splitting force” en inglés), la primera trata de romper por cortante las llaves de concreto que se forman entre el corrugado de las barras, mientras la segunda genera esfuerzos de tensión circunferenciales en el concreto que tienden a formar fisuras radiales a la barra (ACI, 2012).

En condiciones de bajo confinamiento (poco recubrimiento o barras muy cercanas entre sí), las fisuras radiales se extienden hasta los bordes del elemento o hasta las otras barras, convirtiéndose en fisuras paralelas a estas que permiten que las llaves de concreto entre el corrugado de la barra se separen de esta, eliminando la transferencia de carga y generando el correspondiente desplazamiento del anclaje y caída de la carga. Este modo de falla se denomina falla por hendimiento (“Splitting failure” en inglés). Por otra parte, cuando el confinamiento es grande, las fisuras radiales no se propagan en la longitud de la barra y la carga resistida por



el anclaje crece hasta que se aplasta el concreto de las llaves de cortante entre el corrugado, constituyendo la falla por “Pull-out”. Este modo de falla es el más resistente de todos, pero requiere buenas condiciones de confinamiento para que se forme en lugar del modo por hendimiento.

Durante un sismo las barras ancladas sufren carga cíclica reversible que afecta el comportamiento del anclaje. Según el ACI (2012) los modos de falla son muy similares a los encontrados en ensayos monotónicos a tensión, pero la carga máxima alcanzada está entre 70%-90% de la carga máxima del ensayo monotónico, dependiendo del nivel del máximo esfuerzo de adherencia que sufra el anclaje durante un ciclo, si se logra que no se supere el 80% del esfuerzo de adherencia máximo obtenido en un ensayo monotónico en ningún ciclo, la carga máxima resistida por el anclaje puede llegar al 90% de la carga máxima monotónica.

5.2 Anclaje de barras en ductos

La presencia de ductos metálicos ha sido estudiada por algunos investigadores entre los que se destacan Matsumoto et al (2008), Brenes Wood y Kreger (2006) y Steuck, Eberhard y Stanton (2009). En general, ellos han comprobado que la presencia del ducto, si es metálico, incrementa la resistencia a la tensión de la barra anclada. Para casos donde controla la falla por hendimiento, el ducto retrasa el paso de las fisuras del grouting al concreto, mientras que para casos controlados por “pull-out” la resistencia es superior debido a que comúnmente el grouting tiene mayor resistencia que el concreto del elemento.

5.3 Recomendaciones para longitud de anclaje

Para diseño, se han desarrollado expresiones para calcular la longitud de anclaje (L_a) necesaria para barras de refuerzo a tensión. Estas ecuaciones generalmente son regresiones realizadas sobre muchos datos de ensayos de anclaje de barras y a pesar de que consideran el confinamiento entre sus variables, están más enfocadas en el modo de falla por hendimiento al ser este el más frecuente (ACI, 2003). Las variables consideradas en estas formulaciones son: resistencia a la compresión del concreto (f'_c), diámetro de barra (d_b), esfuerzo de fluencia de la barra (f_y), barra lisa o corrugada, pintura epóxica, recubrimiento a la barra (C_1)/espaciamento entre barras (C_2), confinamiento (refuerzo transversal), posición de la barra (vertical u horizontal), presencia de ganchos y barras con cabeza. En zonas sísmicas, algunas normativas requieren mayores longitudes de anclaje para asegurar que las barras alcancen $1.25f_y$ (AASHTO LRFD, 2014).

Para el caso de la conexión propuesta en el puente prototipo se tiene que: $f'_c = 28\text{MPa}$, $f_y = 420\text{MPa}$, la barra es corrugada sin pintura epóxica, $C_1=1200\text{mm}$, $C_2=275\text{mm}$, se desprecia efecto del refuerzo de confinamiento, barra vertical recta sin cabeza. La Figura 6 Izquierda, muestra la longitud de anclaje para varios tamaños de barra considerando la conexión convencional fundida in situ y seis normativas internacionales diferentes: AASHTO SGS (2011), AASHTO LRFD (2014), Caltrans (2014), ACI318-12 (2012) y Model Code FIB (2010). Para barras No. 8 se requieren entre 610mm y 750mm de longitud de anclaje, mientras que para barras No. 10 se requieren entre 780mm y 1170mm. Estas longitudes incluyen los factores para zona sísmica alta.

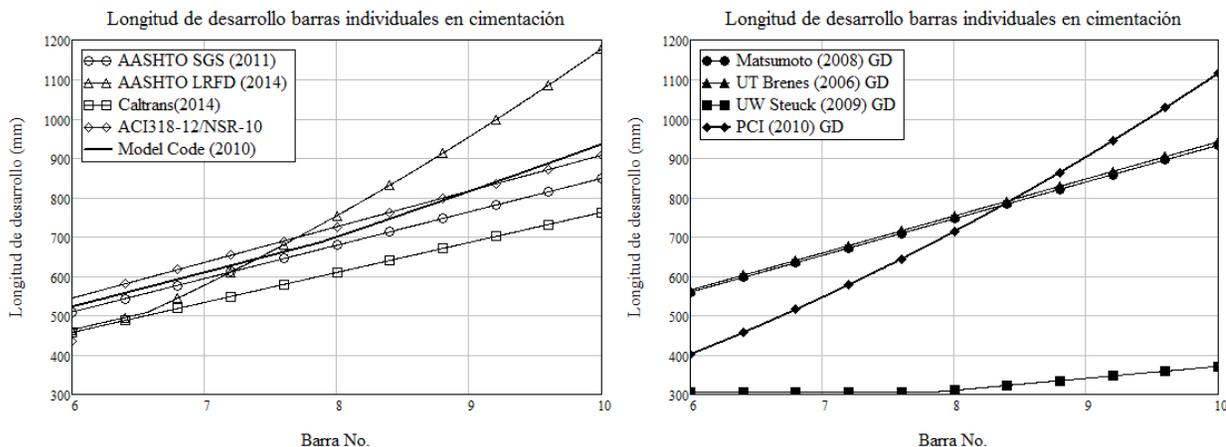


Figura 6: Izquierda: Longitud de anclaje conexión fundida in situ. Derecha: Longitud de anclaje conexión de ductos inyectados con grouting.

Para la conexión con ductos inyectados con grouting, la longitud de anclaje para barras individuales requerida se puede estimar con base las ecuaciones recomendadas por Matsumoto et al (2008), Brenes Wood y Kreger (2006), Steuck, Eberhard y Stanton (2009) y PCI (2010) con una resistencia a la compresión del grouting de 32MPa como lo muestra la Figura 6 Derecha. Contrario a



lo mencionado en las investigaciones, las longitudes de anclaje son similares a las obtenidas con las ecuaciones convencionales para barras individuales a excepción de Steuck (2009) que requiere tan solo 320mm para anclar una barra No. 8 y 370mm para anclar una No. 10. Esta última ecuación fue desarrollada con base a 14 ensayos de pull-out de barras No. 18 y fue extendida a otros diámetros por medio de un modelo numérico de esfuerzo de adherencia, por lo que se puede pensar que esta ecuación no es representativa para barras pequeñas. Sin embargo, la longitud de anclaje de barras en ductos inyectados con grouting aún no es un tema concluido y los resultados de Steuck, Eberhard y Stanton (2009) no se pueden descartar de entrada.

5.4 Recomendaciones para barras en paquete

Existen tres enfoques diferentes para tratar las barras en paquete (Figura 7):

- 1- Incrementar L_a por un factor igual a la relación entre el perímetro máximo en contacto con el concreto de la barra en paquete y el perímetro de la barra individual (ACI318-12 y AASHTO LRFD (2014)).
- 2- Incrementar L_a por un factor igual a la relación entre la longitud de una cuerda que encierra las barras en paquete y la suma de los perímetros individuales de las barras en paquete (AASHTO SGS (2011) y Caltrans (2014)).
- 3- Considerar el paquete como una barra individual de la misma área y un diámetro equivalente (Model Code (2010)).

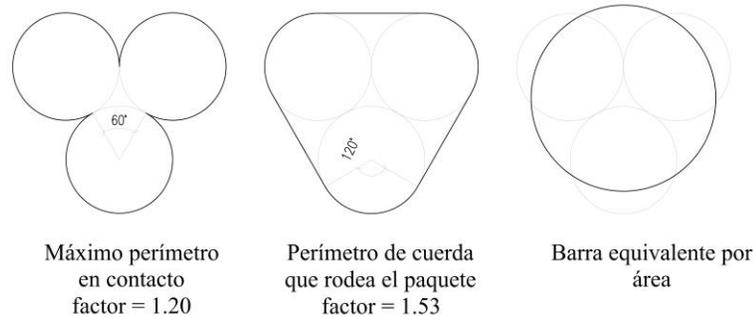


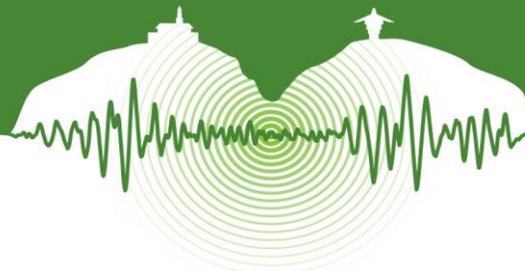
Figura 7: Enfoques para barras en paquete.

Los tres enfoques están avalados por normativas internacionales de amplio uso y hasta el conocimiento de los autores, no hay estudios que verifiquen cuál de los tres enfoques es el más preciso en una situación de anclaje como la de la conexión columna-fundación, dado que en la literatura las investigaciones de barras en paquete están enfocadas a traslapos (FIB, 2014).

6 MONTAJE DE ENSAYOS DE PULL-OUT

Teniendo en cuenta que no hay consenso en la literatura en cuanto a la longitud de anclaje para barras en ductos inyectados con grouting y que no hay evidencia clara de cuanto es el factor de incremento en esta longitud para paquetes de barras, se realizó un protocolo de ensayos de “pull-out” monotónicos a paquetes de 3 barras No. 8 ancladas de acuerdo a la conexión propuesta para cuatro longitudes de anclaje: 35cm, 45cm, 74cm y 90cm, seleccionadas con base a lo expuesto en las secciones 4 y 5. El montaje consiste en dos dados de concreto prefabricados con un ducto central de acero galvanizado de 10cm de diámetro, en el que se ancla el mismo paquete de barras con grouting vaciado por un orificio de inyección superior, de tal manera que los dados quedan conectados por el paquete de barras con la misma longitud de anclaje en cada extremo (Figura 8). El dado se reforzó en la cara cargada con dos capas de barras No. 5 a 10cm, el cual es un área de acero similar a la provista en dados de cimentación típicos y en este caso cumple la función de evitar la falla a flexión del dado en planta.

El ensayo consiste en separar ambos dados por medio de dos cilindros Enerpac RCH1003 (100tonf y 3in) ubicados a la misma altura del paquete de barras y accionados por la misma bomba, cuando el desplazamiento total entre dados superó 7cm, se retiró la carga para ubicar platinas en la holgura, regresar a 0 el desplazamiento de los cilindros y volver a cargar hasta la falla. Durante el ensayo los dados se apoyan en barras circulares lisas que minimizan la fricción y aseguran que la carga aplicada por los cilindros se transmite directamente a la conexión. Para asegurar que el ensayo representa fielmente el caso real y el concreto alrededor del anclaje sufre esfuerzos de tensión, los cilindros se ubicaron de tal manera que aplican la carga a 27cm del borde del ducto a cada lado según las recomendaciones del ACI (2003). La carga aplicada fue medida con un transductor de presión electrónico instalado en la válvula de salida de la bomba. En cada dado se instalaron tres potenciómetros lineales para medir desplazamiento, uno ubicado entre dados midiendo en el grouting y los dos restantes en la parte posterior del dado, uno midiendo en el concreto y otro en una de las barras del paquete que extiende hasta el borde del dado con 100mm no adheridos para asegurar la misma longitud de



anclaje a las tres barras del paquete (Ver Figura 8). Además, se ubicaron cinco “strain gauges” en dos de las tres barras del paquete, uno central para medir la deformación total de la barra y dos internos a cada lado para monitorear la deformación a diferentes profundidades dentro de la longitud de anclaje.

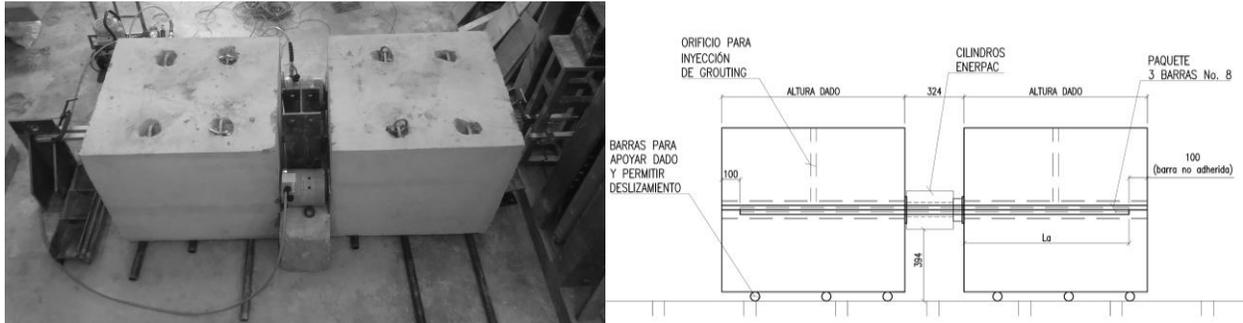


Figura 8: Montaje de ensayos de pull out para paquetes de barras.

7 RESULTADOS DE ENSAYOS DE PULL-OUT

Para el día del ensayo, en todos los casos en grouting presentó resistencias a la compresión entre 32MPa y 36MPa, mientras que el concreto del dado tuvo resistencias entre 57.9MPa y 61.9MPa. Es importante resaltar la alta resistencia del concreto del dado, justificada por los altos controles de calidad en el proceso de prefabricación y el diseño de mezcla típico utilizado en la planta.

La Figura 9, muestra la relación entre la suma de los desplazamientos de las barras en el lado no cargado y el esfuerzo axial del paquete. El proceso de descarga y carga fue editado de la Figura 9 por claridad. Por simple inspección se concluye que para todas las longitudes de anclaje consideradas el paquete de barras supera los 650MPa de esfuerzo axial ($1.55f_y$), incurriendo en el rango inelástico sin dificultades. El efecto de mayor longitud de anclaje se ve reflejado en la capacidad de desplazamiento del anclaje antes de la caída de la carga, comportamiento que parece deberse a la diferente longitud total de las barras en cada caso.

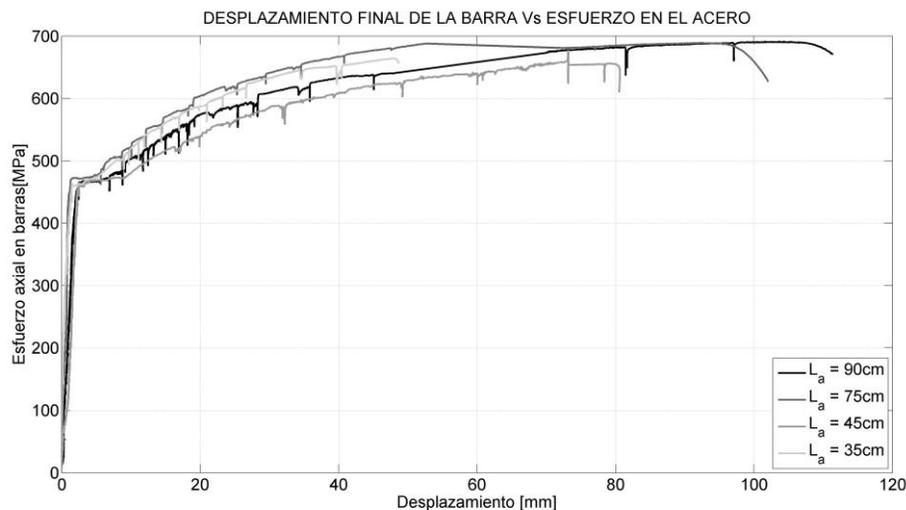
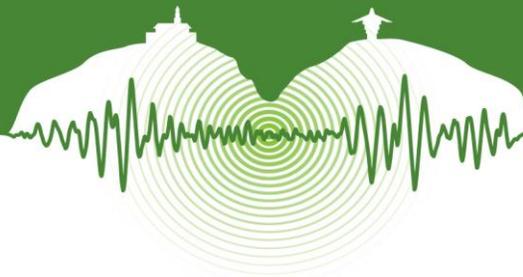


Figura 9: Esfuerzo axial en paquetes de barras Vs. Suma del desplazamiento medido en los extremos de la barra.

Otra diferencia importante es el modo de falla observado. Las barras con 75cm y 90cm anclados fallaron por fractura de las barras en la zona central acompañado de grietas radiales en el concreto e inicio de formación de un cono de falla superficial, mientras que para las pruebas con 35cm y 45cm embebidos, la falla observada fue típica del “Pull-out” con deslizamiento de la barra respecto a grouting, deslizamiento del grouting respecto al concreto y formación completa de cono de falla en la superficie con profundidad aproximada de 5cm en todos los casos (igual a 2 diámetros de barra individual).



CONCLUSIONES

En este artículo se presenta el desarrollo de una conexión columna-fundación para puentes prefabricados en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta en Colombia. La conexión se propuso bajo el marco de emular el comportamiento de conexiones convencionales de concreto fundido en sitio, considerando el estado del arte internacional en la materia y teniendo como criterios fundamentales para la definición de la conexión, la facilidad constructiva de acuerdo a los medios disponibles en la práctica Colombiana, la rapidez de ejecución del proceso de conexión, la similitud en el detallado de los elementos comparándolos con sus semejantes fundidos en sitio y el comportamiento esperado de la conexión. La que mejor se ajusta a estos criterios es la conexión de ductos inyectados con grouting con la innovación propuesta en este estudio de utilizar paquetes de barras como refuerzo longitudinal de la columna para minimizar el número de conexiones e incrementar las tolerancias constructivas.

Los ensayos de “pull-out” realizados a paquetes de 3 barras No. 8 permitieron comprobar que para la conexión propuesta las longitudes de anclaje requeridas para alcanzar esfuerzos axiales en el acero de 1.55 f_y , son notablemente menores a las longitudes calculadas con las ecuaciones de los códigos de diseño internacionales, al punto que solo 35cm (14 veces el diámetro de la barra individual del paquete) son suficientes para tal fin.

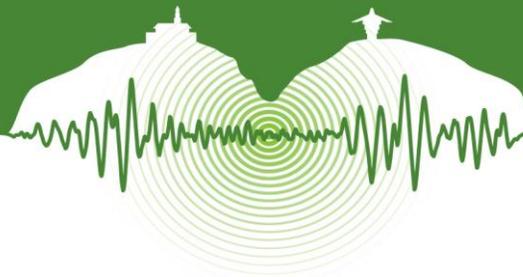
Esta investigación sigue en curso mediante la evaluación de la respuesta de paquetes de 2 barras No. 8 por medio de ensayos de “pull-out” como los descritos en este artículo y la confirmación de la respuesta ante carga cíclica evaluada con ensayos de “pull-out” dinámicos.

AGRADECIMIENTOS

Un especial agradecimiento a la empresa Manufacturas de cemento TITAN S.A., particularmente a su Gerente General Fernando Bossio por todo el apoyo prestado en la construcción de los especímenes de ensayo. Al ingeniero Arturo Lleras de Sistemas Especiales de Construcción S.A.S. - VSL por proveernos de los ductos metálicos de postensado y recibimos en su fábrica con la mayor gentileza, y a la empresa Pedelta Colombia S.A.S. encabezada por los Ingenieros Nelson Betancour y Leonardo Rosillo y la Universidad de los Andes representada por los profesores Juan Francisco Correal y Luis Yamin por todo el apoyo prestado al primer autor en sus estudios de maestría en el marco de los cuales se desarrolla esta investigación.

REFERENCIAS

- ACI.** 2003. *Bond and Development of Straight Reinforcing Bars in Tension* **ACI 408R-03**. **ACI** Committee 408.
- ACI.** 2012. Report on bond of Steel Reinforcing Bars Under Cyclic Loads. **ACI 408.2R-12**. Joint **ACI-ASCE** Committee 408.
- ACI**318-12. 2012. *Building Code Requirements for Structural Concrete* (**ACI318-12**). Detroit, Michigan: American Concrete Institute.
- AASHTO.** 2010. *Guide Specifications for Seismic Isolation Design* (3th ed.). Washington D.C: American Association of State and Transportation Officials.
- AASHTO.** 2014. **AASHTO LRFD** *Bridge Design Specification* (6th Edition). Washington D.C: American Association of State and Transportation Officials.
- Brenes, F. J., Wood, S. L., and Kreger, M. E. 2006. *Anchorage Requirements for Grouted Vertical-Duct Connectors in Precast Bent Cap Systems*. Federal Highway Administration Report **FHWA A/TX-06/0-4176-1**, Austin, Texas.
- Caltrans. 2014. *Seismic Design Criteria SDC Version 1.7*. Sacramento, California: California Department of Transportation.
- Culmo, M. P. 2011. *Accelerated Bridge Construction-Experience in Design, Fabrication and Erection of Prefabricated Bridge Elements and System*. Champaign, Illinois: Federal Highway Administration.
- FIB.** 2010. *Model Code 2010 Final Draft Vol. 2. Bulletin 66*. Lausanne, Switzerland: International Federation for Structural Concrete.
- Haber, Z. B., Saiidi, M. S., and Sanders, D. H. 2014. Seismic Performance of Precast Columns with Mechanically Spliced Column-Footing Connections. **ACI Structural Journal**, Vol 111, N° 3, pp. 639-650.
- Hällmark, R., White, H., and Collin, P. (2012). Prefabricated Bridge Construction across Europe and America. *Practice Periodical in Structural Design and Construction*, Vol 17, pp. 82-92.
- Marsh, M. L., Wernli, M., Garrett, B. E., Stanton, J. F., Eberhard, M. O., and Weinert, M. D. (2011). *Application of Accelerated Bridge Construction Connections in Moderate-to-High Seismic Regions*. **NCHRP Report 698**. Washington.
- Marsh, M. L., Stanton, J. F. y Eberhard, M. O. (2010). *A precast bridge bent system for seismic regions*. Seattle: Federal Highway Administration.
- Matsumoto E. E., Waggoner, M. C., Sumen, G., Kreger, M. E., Wood, S. L., and Breen, J. E. (2008). *Development of a Precast Bent Cap System*. Federal Highway Administration Report **FHWA A/TX-0-1748-2**. Austin, Texas.
- Ministerio de Transporte y Universidad Javeriana. (2010). *Manual para el mantenimiento de la red vial secundaria (pavimentada y en afirmado)*. Bogotá: Ministerio de Transporte.
- PCI.** (2010). **PCI Design Handbook Precast and Prestressed Concrete** (7th ed.). Chicago: Precast/Prestressed Concrete Institute.



Estabilización automática para el monitoreo estructural de largo plazo del edificio 350 de la Universidad del Valle

Automatic stabilization for long-term structural monitoring of building 350 of the Universidad del Valle

Lisandro A. Jiménez^{1*+}, Johannio Marulanda²⁺, y Alejandro Cruz³⁺

¹Estudiante de Maestría, Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, Universidad del Valle, Cali, Colombia

²Profesor Asistente, Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, Universidad del Valle, Cali, Colombia

³Profesor Asistente, Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, Universidad del Valle, Cali, Colombia

⁺Grupo de Investigación en Ingenierías Sísmica, Eólica, Geotécnica y Estructural (G-7)

RESUMEN

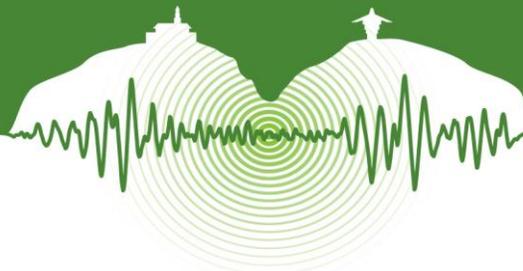
El deterioro generado por: eventualidades sísmicas, vibraciones excesivas, fatiga de elementos por sobre carga, agentes patógenos, entre otros, son factores que generan vulnerabilidad estructural. La acumulación de dichos factores puede hacer que la estructura presente fallas que, aparte de generar millonarias pérdidas debido a la rehabilitación / demolición / reconstrucción de la estructura, también ponen en peligro la integridad de los usuarios. Para ello se hace necesario emplear metodologías no invasivas que permitan realizar un diagnóstico sobre el estado de la estructura, introduciendo así el concepto de Monitoreo de Salud Estructural (MSE). Uno de los principales objetivos del MSE es reconocer cuándo existen variaciones de las propiedades dinámicas del sistema (frecuencias naturales, formas modales y razones de amortiguamiento). Lo anterior es debido a que la ocurrencia de este fenómeno implica que el sistema ha cambiado y se hace necesario determinar la naturaleza de dicho cambio. Los cambios o variaciones en los parámetros dinámicos de una estructura se presentan por: pérdida de rigidez (daño estructural), cambios en la masa (alta ocupación) o debido a factores ambientales como temperatura y humedad. Las variaciones producidas por factores ambientales son variaciones naturales y las producidas por cambios en la ocupación deben ser consideradas en los análisis de interacción humano-estructura. En un sistema de monitoreo de salud estructural, ambas causas de variación deben ser discriminadas de las producidas por la presencia de daño estructural para realizar una identificación de daño confiable. El monitoreo de largo plazo de las características dinámicas de la estructura permite mejorar la confiabilidad de los resultados, identificar anomalías en los resultados y discriminar variaciones producidas por efectos inofensivos. Este artículo presenta una metodología para la estabilización automática de los resultados usando vibración ambiental, obtenidos con la técnica de identificación modal: Identificación en el Subespacio Estocástico (SSI). La metodología es implementada en el sistema de Monitoreo Estructural en tiempo real del Edificio 350 de la Universidad del Valle y los resultados muestran alta efectividad en la identificación automática de las frecuencias naturales y sus formas modales y razones de amortiguamiento asociadas. Adicionalmente, la metodología demuestra potencial para la discriminación de anomalías en los resultados de largo plazo.

Palabras clave: Monitoreo estructural de largo plazo, identificación modal, procesamiento digital de señales.

ABSTRACT

The deterioration generated by: seismic eventualities, excessive vibration, fatigue of elements due overload, pathogenic agents, among others, are factors that generate structural vulnerability. The accumulation of these factors may cause that the structure presents faults that, apart of make huge economic losses due to rehabilitation / demolition / reconstruction, also compromise the integrity of the users. To do this it is necessary to use non-invasive methodologies to make a diagnosis on the state of the structure, thus introducing the concept of Structural Health Monitoring (SHM). One of the main objectives of the SHM is to recognize when variations of the dynamic properties of the system (natural frequencies, mode shapes and damping reasons). This is because the occurrence of this phenomenon implies that the system has changed and it's necessary to determine the nature of the change. Changes or variations in the dynamic parameters of a structure are presented by loss of rigidity (structural damage), changes in mass (high occupancy) or due to environmental factors such as temperature and humidity. Variations caused by environmental factors and natural variations are caused by occupancy changes must be considered in the analysis of human-structure interaction.

¹ Lisandro A. Jiménez, email: lisandro.jimenez@correounivalle.edu.co



In a structural health monitoring system, both causes of variation should be discriminated from those produced by the presence of structural damage to make a reliable identification of damage. The long-term monitoring of the dynamic characteristics of the structure improves the reliability of the results, identify anomalies in the results and discriminate variations caused by harmless effects. This paper presents a methodology for the automatic stabilization of the results using ambient vibration, obtained with the technique of modal identification: Stochastic Subspace Identification (SSI). The methodology is implemented in the Structural monitoring system in real time of the Building 350 of the Universidad del Valle and the results show high effectiveness in the automatic identification of natural frequencies and mode shapes and damping reasons associated. Additionally, the methodology shows potential for discrimination of abnormalities in long-term results.

Keywords: Long term structural monitoring, modal identification, digital signal processing.

1 INTRODUCCIÓN

Uno de los objetivos del Monitoreo Estructural (ME), es la detección oportuna en la variación de parámetros dinámicos en una estructura, puesto que su ocurrencia implica variaciones en el sistema, producidas por fuentes naturales o por daños estructurales. Sin embargo, la detección de dichas variaciones se dificulta por múltiples factores que influyen en la precisión de los resultados; es por ello que se ven justificados todos los esfuerzos orientados a dar solución a este tipo de problemática. El Edificio 350, de la Escuela de Ingeniería Civil y Geomática de la Universidad del Valle - Colombia, cuenta con un sistema de instrumentación dinámica, el cual registra continuamente aceleraciones producidas por excitación ambiental, y utilizando la técnica de identificación modal SSI, se obtienen las propiedades dinámicas de la estructura a lo largo del tiempo. A pesar de las soluciones propuestas, las metodologías desarrolladas para la identificación de parámetros no han logrado aumentar la confiabilidad de los resultados, dicha confiabilidad se ve afectada por factores como: alta relación ruido/señal; insuficiente número de sensores; inadecuada configuración de parámetros iniciales del algoritmo de identificación modal SSI, etc (Jiménez, 2014). Lo anterior impide tener resultados confiables para el análisis aplicado en materia de ME. Para este artículo, se realizó monitoreo de frecuencias características del Edificio 350, por un periodo de un mes, donde los resultados obtenidos con la metodología de estabilización de resultados que se plantea, concuerdan con resultados de estudios de identificación modal para la edificación en cuestión (Franco Losada & Marulanda Casas, 2013). En este artículo, se presenta una metodología basada en la estabilización de resultados para el algoritmo SSI, y un algoritmo de reconocimiento de parámetros a largo plazo, que en conjunto con técnicas de optimización empleando algoritmos evolutivos, mejoran significativamente la identificación de parámetros modales característicos de la estructura, aumentando la precisión y calidad de los resultados; los cuales podrían ser aplicados en futuros desarrollos orientados a la detección de daños.

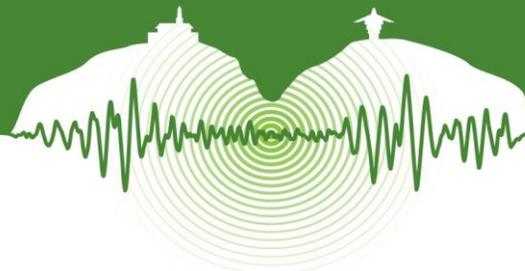
2 METODOLOGÍA DE IDENTIFICACIÓN MODAL

2.1 Identificación del Subespacio Estocástico (SSI)

Los algoritmos de identificación del subespacio se basan en tres premisas principales: i) el sistema se comporta dentro de su rango lineal; ii) el sistema es invariante en el tiempo; y iii) la excitación de entrada es una realización de un proceso estocástico con comportamiento de ruido blanco gaussiano, y no esta correlacionada con la respuesta del sistema (Hermans & van der Auweraer, 1999). El algoritmo calcula las propiedades dinámicas del sistema (es decir, frecuencias naturales, formas modales y razones de amortiguamiento) de una representación de espacio de estados. Si la excitación de entrada del sistema no se puede medir y es estocástico, el algoritmo se llama identificación del subespacio estocástico (SSI). El método ha demostrado ser una herramienta sencilla fiable para la identificación modal (Peeters & De Roeck, 2001). El método ha sido utilizado con éxito para aplicaciones industriales (Andersen, 1998) y monitoreo de infraestructuras civiles (Giraldo et al., 2009), entre otras aplicaciones. SSI emplea condiciones iniciales como: número de puntos, orden del sistema, ente otros, como valores necesarios para realizar la identificación de parámetros dinámicos característicos de la señal. El método de SSI se resume en los siguientes pasos: construir una matriz del bloque de Hankel con los datos de respuesta de vibración del sistema; dividir la matriz en dos componentes, "pasado" y "futuro"; calcular la proyección ortogonal del espacio fila del "futuro" componente de la matriz en el espacio fila de la componente del "pasado"; aplicar una descomposición de valores singulares a la proyección y calcular una matriz de observabilidad con las matrices descompuestas. La matriz de observabilidad es una función de la matriz de estado, contiene información acerca de las frecuencias naturales y razones de amortiguamiento del sistema, y los vectores propios operados sobre la matriz de salida devuelven las formas modales. La obra de Van Overschee y De Moor (1996) presenta una formulación matemática para los algoritmos de identificación subespacio. SSI emplea condiciones iniciales como: el número de puntos, orden del sistema, ente otros, como valores necesarios para realizar la identificación de parámetros dinámicos característicos de la señal a analizar.

3 CRITERIO DE ASEGURAMIENTO MODAL (MAC)

El Criterio de Aseguramiento Modal (MAC) se utiliza para el análisis de datos estadísticos como un indicador de la calidad de las formas de los modos encontrados experimentalmente. Se basa en un análisis de regresión lineal utilizando el enfoque de mínimos



cuadrados; es más sensible a las grandes diferencias y relativamente sensible a pequeñas diferencias. El MAC está limitado entre cero y uno, midiendo el grado de consistencia o linealidad de las formas de los modos asignando un valor de cero cuando las formas de modo no tienen absolutamente ninguna relación y un valor de uno cuando están completamente correlacionadas (Pastor et al., 2012).

4 EDIFICIO 350

El Edificio 350 se encuentra en la Universidad del Valle, campus de Meléndez, en Santiago de Cali – Colombia (Jiménez, 2014). La estructura es reticular celular de dos pisos y una losa de cubierta adicional, columnas separadas cada 7.2 metros. Las tres losas tienen un espesor de 40 cm e incluye vigas en dos direcciones con base de 10 cm. Todas las columnas tienen sección cuadrada de 40 cm de largo. La primera losa está a una altura de 3.2 m, la segunda a 6.4 m y la tercera a 8 m (Figura 1). Para la caracterización dinámica de la estructura, se realizó una prueba de vibración forzada usando actuadores dinámicos (APS 400 ELECTRO-SEIS R) capaz de generar una fuerza de hasta 445 N. Los resultados de la caracterización se presentan en la Tabla 1 (Franco Losada & Marulanda Casas, 2013).

Tabla 1: Identified natural frequencies of the 350 Building (Franco Losada & Marulanda Casas, 2013)

Modo	Frecuencia (Hz)		Razón de amortiguamiento (%)	
	Media	Desv. Std.	Media	Desv. Std.
1	4.18	0.05	4.07	N/A
2	4.74	0.07	4.11	N/A
3	5.20	0.07	4.86	N/A

Un sistema de instrumentación es instalado en el Edificio 350, para un permanente y continuo monitoreo de vibraciones. El sistema consiste de una estación triaxial REFTEK 130SMHR localizada en la base de la edificación, y tres acelerómetros sísmicos REFTEK 131B-01/1, localizados en la parte superior de la losa a 6.4 m (Figura 1). Todos los acelerómetros son capaces de medir $\pm 4g$ con $2\mu g^2/Hz$ nivel de ruido. La frecuencia de muestreo del sistema se puede ajustar entre 1 y 1000 Hz e incluye una unidad GPS para sincronización del tiempo. El sistema actualmente está configurado para adquirir datos a una razón de muestreo de 100 Hz. Adicionalmente, el sistema tiene una herramienta computacional de monitoreo de parámetros en tiempo real usando vibraciones ambientales (Jiménez, 2014).

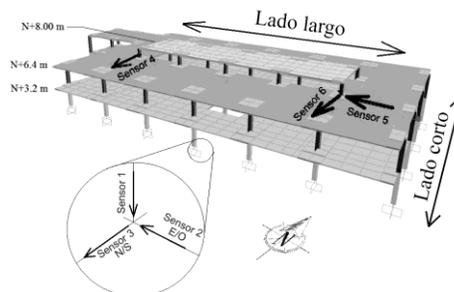
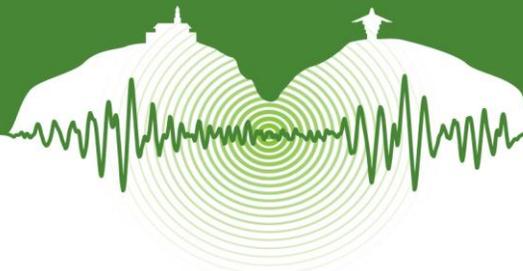


Figura 1: Distribución de sensores en el Edificio 350.

5 METODOLOGÍA DE ESTABILIZACIÓN DE RESULTADOS

Para establecer un punto de comparación entre las metodologías de identificación modal, se describe el procedimiento realizado antes del desarrollo de la metodología de estabilización de resultados, el cual se denominará en adelante como: *proceso de identificación primario*. Este proceso consiste en utilizar una señal de aceleración de 10 minutos, con una frecuencia de muestreo de 100 Hz; luego remuestrea la señal a 20 Hz, y utiliza la metodología de identificación modal SSI con sus respectivos parámetros iniciales, los cuales son: Bloque: 40, Orden: 8, Número de puntos: 1500. Los sensores 4, 5 y 6 son empleados para identificación modal, y los resultados obtenidos del procesamiento de identificación primario se almacenan en una base de datos para posteriores análisis. A continuación se presentan los resultados de identificación para un periodo comprendido entre el Julio-09 y Agosto-08



de 2014 (Figura 2); como se puede apreciar, existe un conjunto de información alrededor de 5 Hz, sin embargo, no hay una definición en las frecuencias características de la edificación (Tabla 1). Además, con este conjunto de datos no se puede realizar un seguimiento de los parámetros en el tiempo de manera automática, puesto que carece de información para hacer la discriminación de cada una de las frecuencias que representan el sistema.

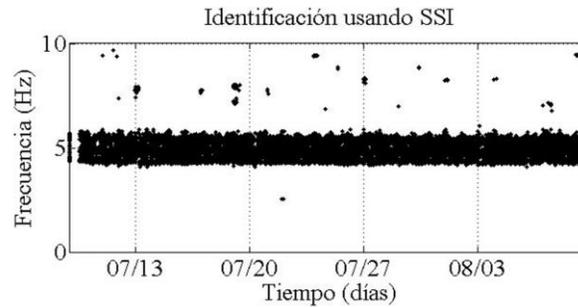


Figura 2: Resultados de identificación de frecuencias empleando SSI, para el periodo comprendido entre el Julio-09 y Agosto-08 de 2014.

A continuación se realiza la descripción de las fases que comprende la nueva metodología de identificación, y las ventajas que ofrece en comparación del proceso de identificación primario.

Fase 1: Configuración inicial de parámetros

Se inicia con una definición de parámetros, de manera similar a como se hace en el proceso de identificación primario empleando SSI, con la diferencia que ahora se definirán *rangos de variación*; dentro de los cuales el algoritmo irá almacenando los resultados de identificación modal para cada una de las posibles combinaciones. A modo de ejemplo, para SSI dichos rangos son: Bloques: 60, Orden: [6:2:8], Número de puntos: [300:100:900]. Las posibles combinaciones resultantes de los rangos iniciales proporcionados, son evaluadas en el algoritmo de identificación modal, y los resultados son almacenados para posteriores análisis. Sin embargo, la pregunta que surge ahora es: ¿De dónde se obtuvieron esos rangos de variación de parámetros? La respuesta se dará en la sección titulada “7. Ajuste automático de parámetros para la metodología SSI empleando algoritmos evolutivos”.

Fase 2: Análisis individual de señales de aceleración.

Realizando una variación de parámetros en los rangos predefinidos para el algoritmo de identificación modal, y empleando una señal de aceleración bajo vibraciones ambientales, se genera un conjunto de puntos por cada sensor, producto del proceso de identificación de frecuencias. En la Figura 3 se aprecia la existencia de valores de frecuencia que tienen mayor número de repeticiones en comparación de otras frecuencias, en este caso, se observan *picos* (acumulación de puntos) aproximadamente en valores de 2.1, 4.7, 5.5, 5.9, 7.8 y 9 Hz, es decir que para una variación de parámetros predefinida, empleando una señal de aceleración de uno de los sensores destinados a identificación modal (para el presente caso, el sensor 6), hubo mayor presencia de frecuencias alrededor de esos valores. Es importante resaltar que el número de repeticiones de los picos de frecuencias alrededor de 2.1 y 9.0 Hz son inferiores en comparación con las otras frecuencias, dicha *presencia* de la frecuencia identificada será tomada en cuenta a lo largo de la metodología.

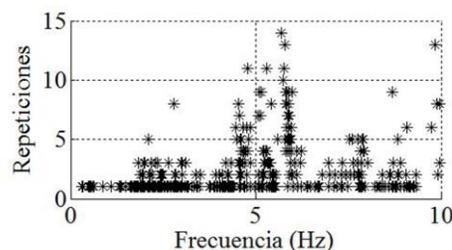
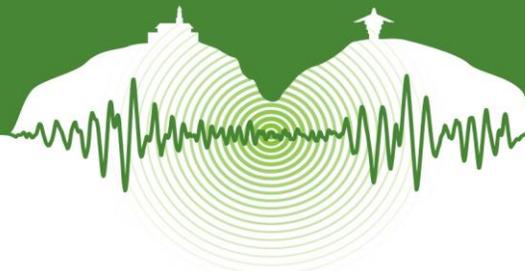


Figura 3: Nube de puntos, producto de la variación de parámetros empleando el sensor 6.

Se procede a definir los picos que se presentan en el conjunto de datos mostrado en la Figura 3. Ello con el fin de determinar los valores que tienen mayor presencia y que definen frecuencias características en la señal. Para determinar dichos picos se emplea



primero la función smooth de MATLAB. Como se aprecia en la Figura 4 (c), se genera la envolvente de la Figura 3; además se definen picos en aproximadamente 4.6, 5.5 y 6.0 Hz, y los otros picos se han reducido. En este paso del algoritmo, identifica las frecuencias predominantes para la señal de un solo sensor. Luego se definen las líneas verticales en la Figura 4, que indican la presencia de un pico, dicho valor fue determinado igualando la primera derivada a cero.

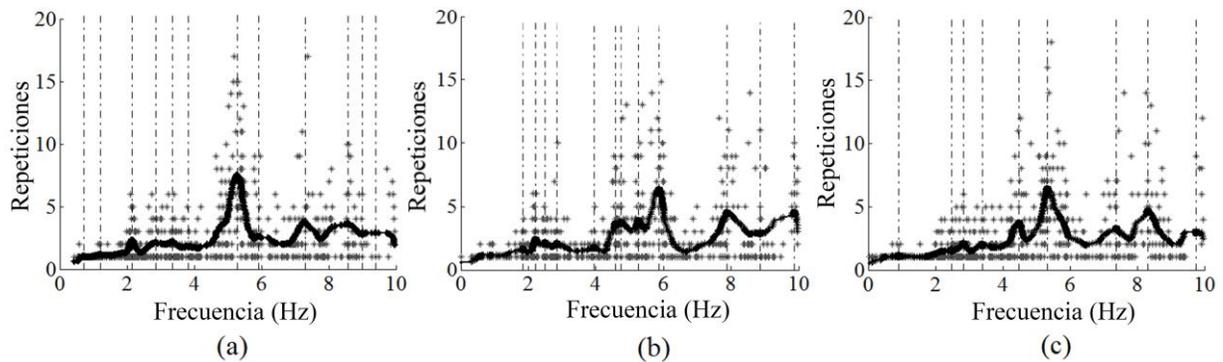


Figura 4: Definición de envolvente y picos para nube de puntos, producto de la variación de parámetros, para: (a) sensor 4, (b) sensor 5 y (c) sensor 6.

Con el fin de hacer una caracterización de cada pico, se desarrolla una metodología que permita determinar la intensidad y desviación estándar de cada uno. Teniendo en cuenta el número de repeticiones de cada frecuencia, organiza de manera descendente todos los valores de frecuencias que contiene cada pico. Luego emplea un método de linealización simple, para definir *tramos* donde el comportamiento de los datos siga un patrón lineal. De esta forma, el algoritmo agrupa valores definidos por tramos, y determina la desviación estándar y el valor promedio. Los resultados de este proceso se muestran en la Figura 5.

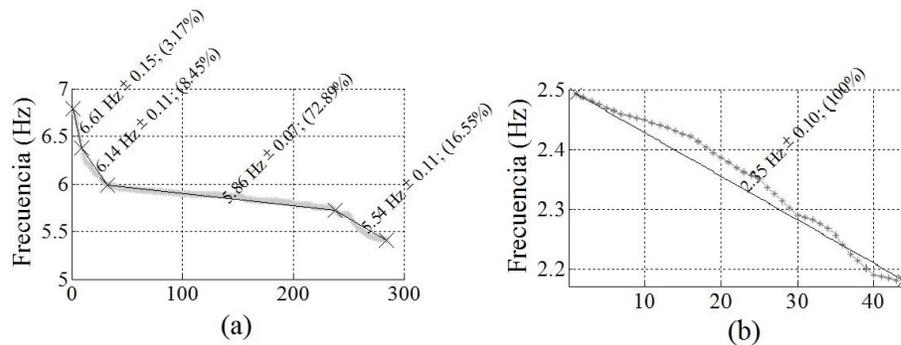


Figura 5: Ajuste de tramos para la definición de valores óptimos.

En la Figura 5, se aprecia los resultados del algoritmo de identificación de patrones lineales. Los resultados corresponden al análisis realizado al conjunto de datos de la Figura 4 (b). Para los datos de los picos que se localizan en aproximadamente 5.9 y 2.3 Hz, cuyos datos se organizaron de manera descendente, y se presentan en las Figuras (a) y (b). En el conjunto de datos se aprecia rectas que se ajustan a los patrones lineales, además se observa que para la figura de la izquierda existen varios tramos, puesto que la complejidad del comportamiento de los datos lo requiere, a diferencia de lo que se muestra en la figura de la derecha, que bastó con una recta para caracterizar el comportamiento.

La pendiente de las rectas que describen el comportamiento de los datos tiene un criterio, el cual es que entre más cercano a cero sea la pendiente que agrupa un conjunto de datos, indica que hay una mayor definición de resultados, es decir un pico pronunciado (gran cantidad de datos con poca desviación estándar); por lo tanto, se le da prioridad a los conjuntos de datos que tengan este tipo de comportamiento, puesto que indican frecuencias características presentes en la señal. Es debido a ello que en la figura de la izquierda se aprecia que en aproximadamente 5.86 Hz, existe una recta con poca pendiente, en comparación de las otras, puesto que en la Figura 4 (b) se aprecia un pico pronunciado alrededor de ese valor. A diferencia de la figura de la derecha, el pico en 2.35 Hz es poco pronunciado, ello se ve reflejo en la recta de la Figura 5 (b), la cual tiene una pendiente alta, por lo tanto la desviación estándar de los datos es mayor.



Fase 3: Análisis de señales de aceleración empleando todos los sensores.

Esta fase del análisis es muy similar al realizado anteriormente, con la diferencia de que ahora se emplean todos los sensores designados para el análisis modal (sensores 4, 5 y 6). En la Figura 6 se presenta los resultados de la variación de parámetros empleando todos los sensores. Como se observa existe mayor densidad de picos, y no hay una definición de picos notoria como se mostraba en la Figura 4. Lo anterior es debido a factores como: ruido presente en la señal e insuficiente número de sensores. Para el caso específico del Edificio 350, existen dos sensores orientados en el mismo sentido (sensores 4 y 6), y un sensor ubicado de manera perpendicular (sensor 5), por lo tanto, las frecuencias que se localizan en la dirección de los sensores 4 y 6, tendrán mayor presencia en comparación del otro sensor; es por ello que se debe aprovechar los resultados obtenidos del análisis individual, ya que así se le da prioridad a las frecuencias con mayor intensidad en sus respectivos sentidos, y cuando se hace el análisis empleando todos los sensores, dichas frecuencias serán tomadas en cuenta, así su intensidad sea baja.

Como el análisis en esta fase es de múltiples grados de libertad, se pueden determinar las coordenadas modales correspondientes a cada frecuencia, las cuales serán usadas en análisis posteriores donde se aplica el criterio de MAC.

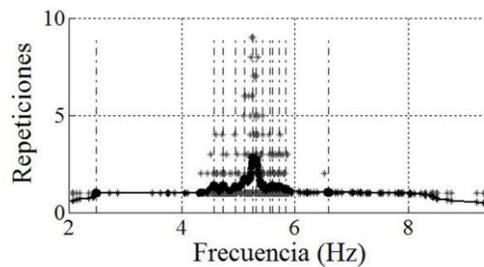


Figura 6: Definición de picos para los resultados de la metodología empleando los sensores (4, 5 y 6).

Fase 4: Análisis empleando criterio de MAC

Utilizando los resultados obtenidos en la segunda y tercera fase, se procede a realizar un análisis empleando el criterio de MAC. Empleando los valores de frecuencia promedio y desviación estándar para los picos obtenidos del análisis individual (Fase 2), se inicia una búsqueda utilizando el valor de MAC obtenido en la Fase 3. La búsqueda consisten en identificar todas las frecuencias obtenidas de la Fase 3, que estén contenidas en el intervalo dado por la frecuencia promedio y la desviación estándar, producto del análisis individual (Fase 2). Lo anterior se hace ya que el análisis empleando todos los sensores, puede afectar algunas frecuencias debido a la dirección y localización de los mismos; la afectación puede comprender desde la identificación parcial o nula de frecuencias características.

- Se realiza una agrupación de frecuencias empleando el criterio de MAC, éste indica el grado de correlación que existe entre coordenadas modales. Si el valor de MAC es 1, indica total correlación, y viceversa. Para el presente caso, se asume que si un par de frecuencias comparte una relación de MAC igual o mayor a 0.95, es porque representan el mismo modo de vibración, por lo tanto dichas frecuencias serán agrupadas.
- Del anterior paso, se obtiene una cantidad de grupos de frecuencias que comparten un valor de MAC igual o superior 0.95. El algoritmo determinará como forma modal característica al grupo con mayor cantidad de frecuencias agrupadas.

En este punto del procesamiento, muchas frecuencias que fueron determinadas como predominantes en el análisis individual, pueden haber desaparecido por no haber sido identificadas en el análisis empleando todos los sensores, lo anterior actúa como mecanismo de depuración de resultados.

Fase 5: Cálculo del factor de presencia

Con el fin de medir la intensidad con que se presenta una frecuencia características de la señal, se crea un “factor de presencia”. Este factor proviene de la suma de tres valores que varían entre 0 y 1, los cuales se obtienen de los resultados de las anteriores fases. Dichos valores son determinados por diferentes criterios los cuales se presentan a continuación:

- **Factor 1 (Alta definición en los resultados de la segunda fase):** Frecuencias con alto número de repeticiones y baja desviación estándar, identificadas con un solo sensor, tendrán un valor cercano a 1.
- **Factor 2 (Alta definición en los resultados de la tercera fase):** Frecuencias con alto número de repeticiones y baja desviación estándar, identificadas con un todos los sensores destinados a identificación modal, tendrán un valor cercano a 1.
- **Factor 3 (Tamaño de grupos unidos por criterio de MAC):** Los grupos más grandes compuestos por frecuencias cuyas coordenadas modales asociadas comparten un MAC igual o mayor a 0.95, tendrán un valor cercano a 1.

El factor de presencia (F_p), corresponde a la suma de los tres factores definidos previamente, y su aplicación se ve reflejada en la Figura 7.

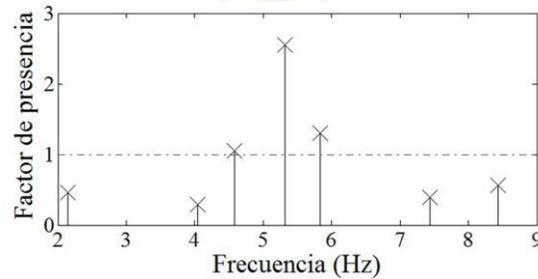
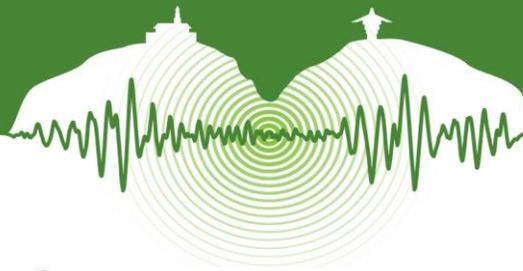


Figura 7: Frecuencias identificadas con la metodología versus factores de presencia.

En la Figura 7, se presentan los resultados de la identificación, empleando SSI, para un registro de aceleraciones bajo vibración ambiental, empleando la metodología de estabilización de resultados. Como se observa en la Figura 4, los picos con mayor densidad se sitúan alrededor de 5.2 y 5.9 Hz, ello se ve reflejado en los resultados de la Figura 7, al ser los valores con mayor factor de presencia. Los otros resultados, cuyo F_n fue menor a 1, indica que dichas frecuencias sí estuvieron presentes en la señal, pero que no hacen parte de las frecuencias características, por no haber cumplido con todos los criterios que definen el factor de presencia.

5.1 Resultados del algoritmo de estabilización empleando SSI

Aplicando la metodología anteriormente descrita en conjunto con el algoritmo de identificación modal SSI, para un periodo entre Julio-09 y Agosto-08 de 2014 (igual al utilizado en la Figura 2), se presentan los resultados en la Figura 8.

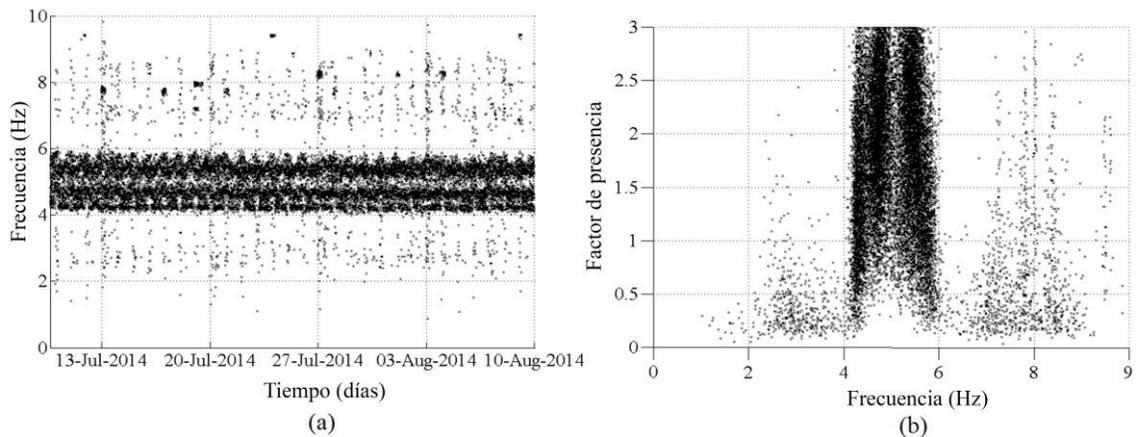


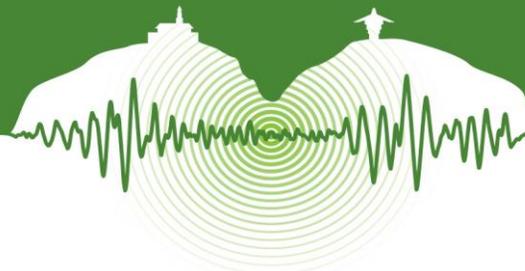
Figura 8: Resultado de la metodología de estabilización empleando SSI. En (a) gráfica de Frecuencias vs Tiempo, y en (b) Factor de presencia vs Frecuencias, para un periodo comprendido entre Julio-09 y Agosto-08 de 2014.

Visualmente, la definición de las tres frecuencias características para el Edificio 350, es más notorias en la Figura 8(a) en comparación a la mostrada en la Figura 2, ya que en la Figura 8 (a), se aprecia 3 bandas que corresponden a las frecuencias características del Edificio 350 (Tabla 1). En Figura 8 (b), se aprecia intensidad de las frecuencias identificadas en los valores cercanos a las frecuencias características.

6 ANÁLISIS DE PARÁMETROS MODALES EN EL TIEMPO

Uno de los principales objetivos del monitoreo estructural, es determinar cuándo existen variaciones de frecuencias características de un sistema. Lo anterior es debido a que la ocurrencia de este fenómeno, implica que el sistema ha cambiado, y se hace necesario determinar si ese cambio representa una amenaza, como un daño estructural que podría poner en peligro la vida de sus usuarios; o si son variaciones naturales en la dinámica de la estructura. En esta sección se partirá del hecho de que las propiedades dinámicas de una estructura varía en el tiempo, dichas variaciones son debido a factores externos como: temperatura (Nayeri et al., 2008), humedad relativa (Xia et al., 2006), variación significativa de masa, etc.: que pueden afectar las propiedades de la estructura, como: la rigidez, la masa y el amortiguamiento. Por lo tanto, es necesario discriminar esas variaciones, que corresponden a variaciones naturales de la dinámica de la estructura, de las correspondientes a daño estructural. Es aquí donde se requiere introducir el concepto de monitoreo de largo plazo.

El monitoreo de largo plazo permite caracterizar y establecer una referencia de normalidad en el sistema, la cual será la base de futuros análisis, especialmente utilizados en identificación de daños. Para el caso del Edificio 350, se desarrolló una metodología



de reconocimiento de parámetros a largo plazo que emplea los resultados obtenidos en la estabilización de resultados para la metodología SSI. Con el fin de mostrar cómo es el funcionamiento del algoritmo, en la Figura 9 (a), se aprecia una señal sinusoidal generada de manera analítica, a esta señal se le suma ruido blanco, obteniendo lo que se muestra en la Figura 9 (b). La característica principal en la que se basa el algoritmo de reconocimiento de parámetros a largo plazo es que las frecuencias características tienden a tener un *factor de presencia* alto, en comparación de las frecuencias no características (Figura 8 b); empleando el anterior criterio, en la Figura 9 (c) se aprecia la misma señal sinusoidal con ruido, pero los datos correspondientes a la señal tienen un número de repeticiones (análogo al factor de presencia) elevado en comparación de los otros datos. Aprovechando esta característica, el algoritmo de identificación de frecuencias en el tiempo, identifica la señal, discriminándola de los valores correspondientes al ruido. El resultado del algoritmo se observa en la Figura 9 (d), La señal identificada coincide en un 93.2% con la señal original. El error se le adjudica al ruido presente en la señal.

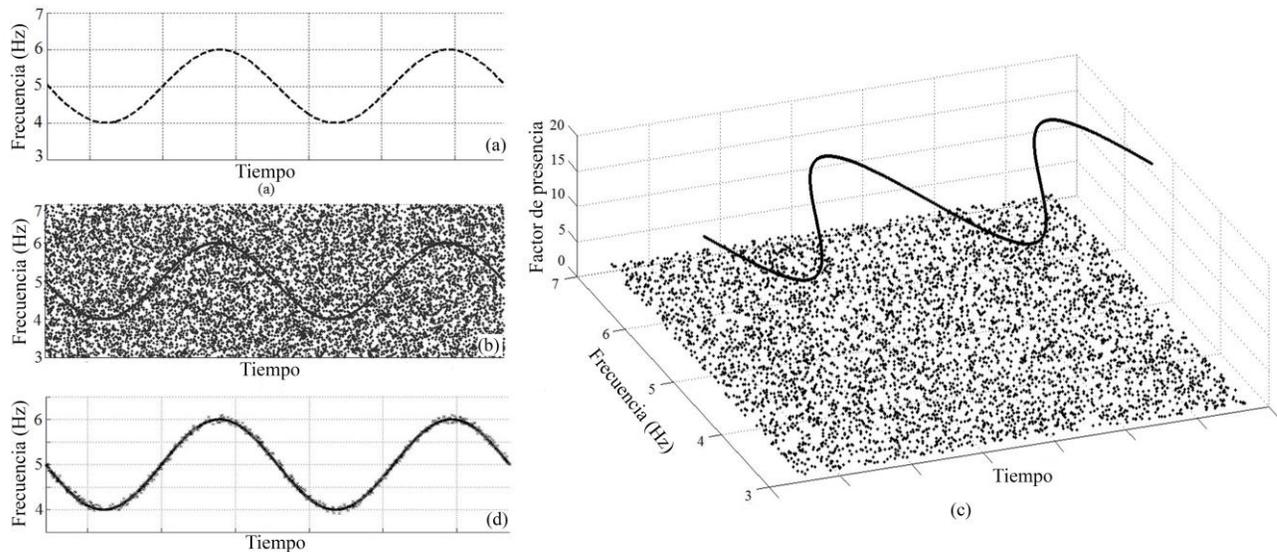


Figura 9: En (a) Señal sinusoidal, en (b) señal sinusoidal con ruido, en (c) vista tridimensional de la señal sinusoidal y el ruido, (d) resultados del algoritmo de reconocimiento de parámetros a largo plazo.

Aplicando la misma metodología al conjunto de datos experimentales, producto del proceso de estabilización de resultados, como los que se muestran en la Figura 10 (a), se aprecian las ventajas del algoritmo, ya que permite identificar individualmente las frecuencias características del sistema, lo cual es necesario en ME, puesto que de esta forma se podrían percibir los cambios en el tiempo que tienen dichas frecuencias, que podrían ser debido a causas naturales o asociadas a daños. A continuación se presentan los resultados del algoritmo de reconocimiento de parámetros a largo plazo, el cual fue aplicado para un periodo entre Julio-09 y Agosto-08 de 2014, en el Edificio 350, empleando la metodología SSI, y la metodología de estabilización de resultados.

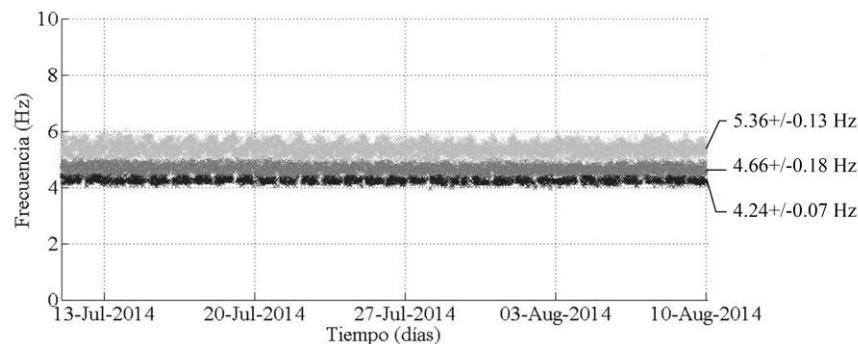
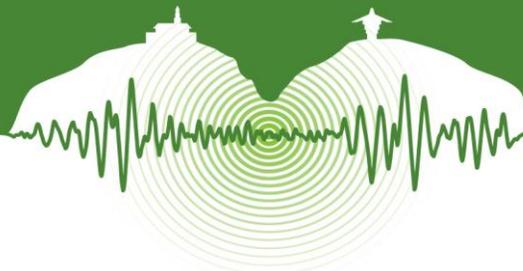


Figura 10: Identificación en el tiempo empleando el algoritmo de reconocimiento de parámetros a largo plazo entre Julio-09 y Agosto-08 de 2014 y la metodología de estabilización de resultados, usando SSI.



La naturaleza del periodo de análisis (Julio-09 y Agosto-08 de 2014) tiene dos razones, la primera es que los algoritmos desarrollados son enfocados a monitoreo de largo plazo, por lo tanto se hace necesario largos periodos de análisis para establecer referencias confiables, ya que de esta manera se ven reducidos los efectos negativos debido a la dispersión en los datos; la segunda razón es debido a que en Colombia, el 03 de Agosto de 2014 a las 09:38:05 hora UTM, se presentó un sismo de 5 Mw de magnitud, con epicentro en el océano pacífico a 65.38 Km al suroeste de la cabecera municipal de Buenaventura (Valle del Cauca) (Espectador, 2014); el cual fue registrado por el Edificio 350. Como se puede apreciar en la Figura 10, para el 03-Aug-2014, las frecuencias características del edificio son las mismas, antes durante y después del evento, por lo tanto se puede decir que el sistema no ha presentado cambios en su comportamiento, lo cual lleva a la conclusión que el evento sísmico no ocasionó daños estructurales.

Con el fin de dar validez al resultado de la identificación en el tiempo, a continuación se realiza una comparación entre lo obtenido mediante el algoritmo de estabilización de resultados en conjunto con el algoritmo de reconocimiento de parámetros a largo plazo, y los resultados del estudio de vibración forzada.

Tabla 2: Comparación de resultados entre el estudio de vibración forzada y la metodología de estabilización de resultados

Modo	Estudio de Vibración Forzada		Estabilización de resultados SSI		
	Fr (Hz)	Desv. Std.	Fr (Hz)	Desv. Std.	(%) Dif.*
1	4.18	0.05	4.24	0.07	1.44
2	4.74	0.07	4.66	0.13	1.69
3	5.20	0.07	5.36	0.18	3.08

* El porcentaje de diferencia se calcula con respecto al estudio de vibración forzada.

7 AJUSTE AUTOMÁTICO DE PARÁMETROS PARA LA METODOLOGÍA SSI EMPLEANDO ALGORITMOS EVOLUTIVOS

Con el objeto de dar una solución técnica a la selección de parámetros iniciales para las metodologías de identificación SSI, se propone utilizar los algoritmos anteriormente descritos (estabilización de resultados y reconocimiento de parámetros a largo plazo) en conjunto con el toolbox de optimización empleando la metodología de algoritmos evolutivos de MATLAB (Conn et al., 1997; Xia et al., 2006; Espectador, 2014) para llevar a cabo el proceso de optimización. Además se decide emplear algoritmos evolutivos, ya que de no hacerlo, el proceso de optimización realizando cada una de las posibles combinaciones de los parámetros iniciales del algoritmo SSI, podría tomar hasta siete meses, lo cual no lo hace factible. Los criterios que definen la función objetivo (FO) para el algoritmo de optimización son los siguientes:

- Se debe establecer el número de frecuencias a identificar, que para el caso del Edificio 350, corresponde a 3.
- Las frecuencias a identificar deben tener mayor presencia y continuidad en todo el tiempo.
- La relación entre frecuencias identificadas y el total de frecuencias determinadas debe ser 1.

Por lo tanto se plantea la siguiente función objetivo:

$$FO' = 1 - 0.5 (A_1 / A_2) - 0.5 B \quad (1)$$

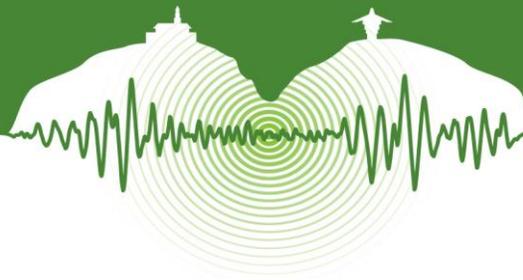
Donde, A_1 corresponde a la identificación realizada con el algoritmo de reconocimiento de parámetros a largo plazo (los resultados que muestran en la Figura 10). A_2 corresponde al número total de frecuencias identificadas empleando la metodología de variación de parámetros; y B corresponde a la relación de frecuencias esperadas con las identificadas por el algoritmo de reconocimiento de parámetros a largo plazo, es decir, según el estudio de vibración forzada, se espera que para el Edificio 350 existan 3 frecuencias características, las cuales deben cumplir con un periodo de identificación continuo y presencia en todo el periodo de análisis. Por lo tanto, entre mayor continuidad y presencia en el periodo de análisis tengan las frecuencias identificadas, el valor del factor B tenderá a 1.

Cabe aclarar que debido a que se manejan resultados con alta dispersión y variabilidad en el tiempo, se plantea una segunda función objetivo, la cual es utilizada para la optimización de los parámetros:

$$FO = (FO'5 + FO'6 + FO'7) / 3 + \delta \quad (2)$$

Dónde:

- FO'_n : Corresponde a la función objetivo definida en la ecuación (1), para un periodo de análisis de n días.
- δ : Desviación estándar calculada a partir de las funciones objetivo FO'_n .



La razón por la cual se estableció así la ecuación (2) tiene que ver con la naturaleza del problema de optimización y el algoritmo de reconocimiento de parámetros a largo plazo; ya que debido a la desviación de los datos, se hizo necesario establecer periodos de análisis entre 5 y 7 días para mejorar la confiabilidad de los resultados. Teniendo en cuenta lo anterior, se asegura que los parámetros obtenidos han sido calibrados para realizar el monitoreo a largo plazo, empleando las metodologías desarrolladas. Los parámetros iniciales de SSI obtenidos son: Bloque: 60, Orden: [6:2:8], Número de puntos: [300:100:900]. Este resultado se ha empleado a lo largo del documento para demostrar el funcionamiento de la metodología de estabilización de resultados.

CONCLUSIONES

Haciendo una comparación entre el proceso de estabilización primario y las metodologías desarrolladas, se concluye que se hace una notoria mejoría en materia de monitoreo de frecuencias en el tiempo, al permitir discriminar las frecuencias características del sistema. El uso conjunto de la metodología de estabilización de resultados y el algoritmo de reconocimiento de parámetros a largo plazo, permiten mejorar la identificación de frecuencias características y parámetros asociados. Además, los resultados de identificación obtenidos son satisfactorios al obtener un error máximo de 3.08%, entre el estudio de caracterización de parámetros dinámicos realizado para el Edificio 350 y la metodología desarrollada, lo cual es bajo considerando el hecho de que emplea vibraciones ambientales. Con la metodología de optimización planteada, en base a algoritmos evolutivos, se establece un criterio técnico para la selección de parámetros de la metodología SSI aplicado al monitoreo estructural de largo plazo. Con los resultados obtenidos, se pueden desarrollar metodologías que permitan la identificación de anomalías en base a la variación de las frecuencias naturales en el tiempo.

REFERENCIAS

- Andersen, P. 1998. *Estimation of modal parameters and their uncertainties*. Dept. of Building Technology and Structural Engineering, Aalborg University.
- Conn, A., Gould, N., and Toint, P. 1997. A globally convergent Lagrangian barrier algorithm for optimization with general inequality constraints and simple bounds. *Mathematics of Computation of the American Mathematical Society*. Vol 66, N° 217, pp. 261-288.
- Espectador. 2014. Temblor de magnitud 5 se registró en Buenaventura.
- Franco Losada, J.M. and Marulanda Casas, J. 2013. *Implementación de la técnica de identificación rápida de modos en una red inalámbrica de sensores para monitoreo estructural en tiempo real*. Cali: Universidad del Valle.
- Giraldo, D.F., Song, W., Dyke, S.J., and Caicedo, J.M. 2009. Modal identification through ambient vibration: comparative study. *Journal of engineering mechanics*. Vol 135, N° 8, pp. 759-770.
- Hermans, L. and van der Auweraer, H. 1999. Modal testing and analysis of structures under operational conditions: industrial applications. *Mechanical Systems and Signal Processing*. Vol 13, N° 2, pp. 193-216.
- Jiménez, L. A. 2014. *Desarrollo e implementación de un sistema de monitoreo en tiempo real del comportamiento dinámico del Edificio 350 de la Universidad del Valle*. Universidad del Valle.
- Nayeri, R.D., Masri, S.F., Ghanem, R.G., and Nigbor, R.L. 2008. A novel approach for the structural identification and monitoring of a full-scale 17-story building based on ambient vibration measurements. *Smart Materials and Structures*. Vol 17, N° 2, 025006.
- Pastor, M., M. Binda and Harčarik, T. 2012. Modal Assurance Criterion. *Procedia Engineering*, Vol 48, N° 0, pp. 543-548.
- Peeters, B. and De Roeck, G. 2001. Stochastic system identification for operational modal analysis: a review. *Journal of Dynamic Systems, Measurement, and Control*. Vol 123, N° 4, pp. 659-667.
- Van Overschee, P. and De Moor, B. 1996. Subspace identification for linear systems: theory, implementation, applications. status: published.
- Xia, Y., Hao, H., Zanardo, G., and Deeks, A. 2006. Long term vibration monitoring of an RC slab: temperature and humidity effect. *Engineering Structures*. Vol 28, N° 3, pp. 441-452.



Modelación numérica del comportamiento dinámico de estructuras de entramado ligero en Guadua laminada

Numerical modeling of the dynamic behaviour of laminated Guadua light-frame structures

Juan S. Echeverry^{1*}, y Juan F. Correal²

¹Asistente de Investigación, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia

²Profesor Asociado, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia

RESUMEN

El creciente interés en el estudio de materiales renovables para la construcción ha llevado a que el bambú sea considerado como una alternativa importante a las maderas de uso estructural, debido a su alta tasa de crecimiento y alta relación resistencia-peso, además de poseer claras ventajas ambientales. Sin embargo, el uso de bambú en su estado natural rollizo es limitado debido a su forma irregular a lo largo del culmo y la dificultad de estandarizar las uniones entre elementos. Como consecuencia de lo anterior, los productos laminados de bambú han surgido como una solución a nivel mundial. Actualmente, la Universidad de los Andes, en Bogotá, se encuentra desarrollando un proyecto de investigación sobre el estudio del comportamiento estructural de sistemas de entramado ligero utilizando elementos y tableros laminados de *Guadua angustifolia* Kunth. Este sistema estructural de entramado ligero, basado en el sistema de construcción en madera utilizado ampliamente en Norteamérica y Europa, consiste en muros de corte compuestos por un entramado de elementos de Guadua laminada, revestido por paneles de esterilla laminada de Guadua, y conectado mediante puntillas. Ante la acción de cargas laterales, las conexiones panel-entramado son consideradas el componente clave en el comportamiento del muro, pues éstas aportan la resistencia y capacidad de disipación de energía del sistema. Por esta razón, se han desarrollado modelos de comportamiento cíclico de los muros de corte a partir del comportamiento histerético de las conexiones panel-entramado. Como parte de la investigación, se desarrollaron modelos numéricos del comportamiento cíclico de muros de Guadua laminada, obteniendo valores de resistencia y rigidez considerablemente mayores que los valores reportados para muros de entramado ligero en madera. Adicionalmente, se desarrollaron modelos numéricos para estimar el comportamiento dinámico de estructuras de entramado ligero con muros de Guadua laminada, ante sollicitaciones sísmicas. Los resultados de los modelos numéricos indican que los muros de Guadua laminada tienen un gran potencial para uso estructural, y podrían ser considerados una alternativa interesante a los muros de corte en madera.

Palabras clave: *Guadua angustifolia* Kunth, sistema de entramado ligero, muros de corte, comportamiento dinámico.

ABSTRACT

Along the increasing interest of finding renewable materials for construction purposes, bamboo has emerged as an important alternative to wood and wood-based products, since they have a fast growing rate and high strength-to-weight ratio, besides outstanding environmental advantages. However, the use of raw bamboo in construction is hindered because of the natural heterogeneous shape and difficulty for standardized connection assemblies. Therefore, studies on laminated bamboo products have emerged worldwide. The Universidad de los Andes in Bogotá is currently conducting a research project on the structural behaviour of light-frame systems using laminated *Guadua angustifolia* Kunth sheathing and framing elements. This structural light-frame system, based on the wood-based construction system widely used in North America and Europe, consists on light-frame shear walls comprised of laminated Guadua framing elements, laminated Guadua mat sheathing panels, and connected by nail fasteners. Under lateral loading, the sheathing-to-framing connections are considered the main component in the shear wall's behaviour, since these provide the system's resistance and energy dissipation capacity. Therefore, cyclic behaviour models have been developed based solely on the hysteretic behaviour of sheathing-to-framing connections. As part of this research project, numerical models of the cyclic behaviour of laminated Guadua shear walls were developed, obtaining strength and stiffness values considerably higher than reported values for light-frame shear walls. Additionally, numerical models for estimating the dynamic behaviour of light-frame structures with laminated Guadua shear walls under seismic loading were developed. Results from these numerical models indicate that laminated Guadua shear walls have a great potential for structural use, and may be considered as an interesting alternative to wood-framed shear walls.

Keywords: *Guadua angustifolia* Kunth, light-frame system, shear walls, dynamic behaviour.

* js.echeverry103@uniandes.edu.co



1 INTRODUCCIÓN

El bambú es un recurso natural altamente renovable, con importantes ventajas ambientales y alta resistencia mecánica en relación con su peso, y ha sido utilizado para la construcción de diversos tipos de estructuras como puentes, casas rurales o canales de abastecimiento y distribución de agua en Asia y América. Sin embargo, debido a su forma cilíndrica hueca y la variación de su sección transversal a lo largo de la longitud del culmo, existe una dificultad importante para la construcción de elementos rectos y uniones entre elementos (Correal & Ramírez, 2010). Por esta razón, los productos laminados de bambú han sido desarrollados como una solución a estos problemas de irregularidades geométricas, e investigaciones previas han demostrado que estos productos tienen propiedades mecánicas comparables con las maderas de uso estructural o sus productos derivados (Nugroho & Ando, 2001; Mahdavi et al., 2011).

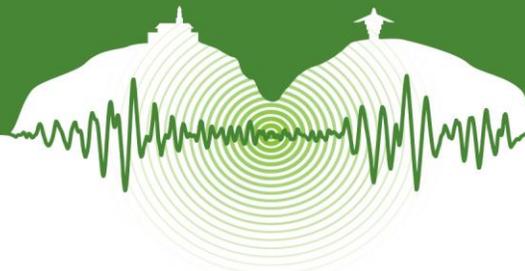
La especie *Guadua angustifolia* Kunth es un bambú de porte alto que crece naturalmente en países de Centro y Suramérica. Estudios previos han mostrado que los laminados de *Guadua* tienen propiedades físicas y mecánicas tan buenas como las especies de madera utilizadas en la construcción de estructuras (López & Correal, 2009). Recientemente, el Centro de Investigaciones en Materiales y Obras Civiles (CIMOC) de la Universidad de los Andes condujo un estudio para validar el comportamiento estructural de componentes y sistemas construidos con laminados de *Guadua* (Correal & Ramírez, 2010; Ramírez et al., 2012; Varela et al., 2013; Correal et al., 2014). Como parte de este proyecto de investigación, se estudió la posible aplicación de tableros estructurales de *Guadua* laminada como revestimiento en muros de corte de entramado ligero, indicando que estos tableros podrían ser un sustituto de los tableros derivados de la madera comúnmente utilizados en este sistema. Sin embargo, el proceso productivo de los tableros de *Guadua* laminada era costoso en comparación a los tableros de madera, debido a su reducida escala de producción y escasa industrialización, y por lo tanto, este material no era completamente competitivo. Dado lo anterior, se desarrolló un tipo de tablero laminado de *Guadua* costo-efectivo a partir de láminas de esterilla de *Guadua* pegadas y prensadas formando un contrachapado, lo cual implica una menor cantidad de etapas en el proceso productivo, reduciendo su costo. Es posible pensar que este nuevo laminado de *Guadua* sea utilizado como elemento de revestimiento en componentes estructurales como muros de corte o sistemas de piso, de la misma manera que los tableros derivados de la madera han sido utilizados en los sistemas de entramado ligero tradicionales en Estados Unidos, Canadá y Europa.

Por otro lado, el adecuado comportamiento de los muros de corte es imperativo para asegurar un buen desempeño en estructuras de entramado ligero en madera bajo cargas laterales. El comportamiento cíclico de los muros de corte en madera ha sido estudiado exhaustivamente, encontrando que las conexiones panel-entramado juegan un rol fundamental en la capacidad de disipación de energía del muro bajo carga cíclica. Adicionalmente, varios autores (Dolan & Madsen, 1992; Foliente, 1995; Folz & Filiatrault, 2001) reconocen que la respuesta general de carga-desplazamiento del muro puede predecirse a partir del comportamiento histerético de las conexiones panel-entramado. Con el fin de estudiar el potencial de aplicación de los tableros laminados de esterilla de *Guadua* como paneles de revestimiento en muros de corte, este trabajo presenta un estudio numérico preliminar sobre el comportamiento dinámico de muros y sistemas estructurales basado en un modelo de comportamiento cíclico de la conexión panel-entramado. El modelo fue implementado utilizando los programas CASHEW v. 1.0 (Folz & Filiatrault, 2000) y SAWS v. 1.0 (Folz & Filiatrault, 2001b), desarrollados durante el proyecto *CUREE-Caltech Woodframe Project*.

2 SISTEMA DE ENTRAMADO LIGERO

Los sistemas de entramado ligero en madera son el tipo más común de construcciones residenciales en Estados Unidos (90% a nivel nacional, y 99% en California) (Li & Ellingwood, 2007). Estos sistemas están conformados por una estructura de elementos de entramado revestidos por paneles estructurales, típicamente de madera contrachapada (plywood) o tableros de partículas orientadas (OSB).

El sistema de resistencia a cargas laterales consiste en una combinación de diafragmas verticales y horizontales (muros de corte y diafragmas de piso, respectivamente). Los diafragmas horizontales están conformados por el sistema de viguetas, paneles de revestimiento, y elementos de conexión como puntillas, y tienen como función reunir las cargas laterales en cada nivel y transferirlas a los muros de corte. Estos últimos son esencialmente diafragmas verticales que se encargan de transferir las cargas provenientes del diafragma de piso hasta la cimentación. El mecanismo de transferencia de cargas parte desde la sujeción del sistema de cubierta por anclajes en la parte superior de los muros, los cuales están orientados en sentido paralelo a la carga. Los muros, a su vez, transmiten la carga hacia los muros inferiores a través de anclajes o sujetadores. En este punto, la carga lateral proveniente del muro se combina con la carga reunida por el diafragma de piso inmediatamente inferior, y transfiriéndola al muro inferior, mediante el mismo sistema de anclajes. El proceso de transferencia de carga lateral se repite hasta alcanzar el nivel de cimentación. Los diafragmas horizontales y verticales son esencialmente el mismo tipo de sistema, y trabajan como una sección en *I*. Bajo la acción de cargas laterales, la fuerza cortante es asumida por el alma (paneles de revestimiento), mientras la flexión es resistida por un par de fuerzas de tensión y compresión en las aletas (cordones en el caso del diafragma horizontal, y postes de borde o piedrechos en el caso de muros de corte). Las uniones entre elementos de entramado suelen suponerse como articuladas, pues úni-



camente se detallan puntillas clavadas, que resultan en una rigidez lateral del entramado prácticamente despreciable. Por lo tanto, la rigidez del muro es aportada principalmente por la alta rigidez del panel de revestimiento. Al aplicar una fuerza lateral en la solera superior, el entramado transmite las fuerzas cortantes al panel por medio de la conexión, y éste a su vez las transmite hacia la base del muro por medio de los elementos de entramado.

Las Figura 1 muestra esquemáticamente los componentes típicos de un sistema de piso y un muro de corte de entramado ligero, respectivamente. Particularmente en los muros de corte, los elementos de entramado se conocen como pie-derechos (elementos verticales) y soleras (elementos horizontales), los cuales están conectados entre sí mediante puntillas. El panel de revestimiento se encuentra conectado al entramado por sujetadores tipo pasador (puntillas usualmente), conformando las conexiones panel-entramado, las cuales se consideran el componente fundamental para el comportamiento lateral del muro. Estas conexiones están distribuidas a lo largo de los elementos de entramado con espaciamientos que varían entre 50 mm y 150 mm. Adicionalmente se ha observado que las puntillas ubicadas en los elementos de borde transmiten la mayor parte de las fuerzas cortantes, y por lo tanto el espaciamiento de las puntillas interiores suele ser mayor, pues estas últimas son utilizadas principalmente por condiciones constructivas. Los anclajes tipo *hold down* son los elementos encargados de resistir las fuerzas de tensión vertical en la parte inferior del muro debido a la acción de la carga lateral en la parte superior, para así restringir su volcamiento. Típicamente son elementos prefabricados metálicos sujetos a los pie-derechos, y pernos que atraviesan la solera inferior uniéndose al mismo tipo de anclaje en la solera superior del muro inmediatamente inferior. Los muros que cuentan con este tipo de anclajes se denominan muros completamente restringidos. Por último, los pernos de corte ubicados en la solera inferior son los encargados de proveer la restricción al deslizamiento por la acción de la carga lateral.

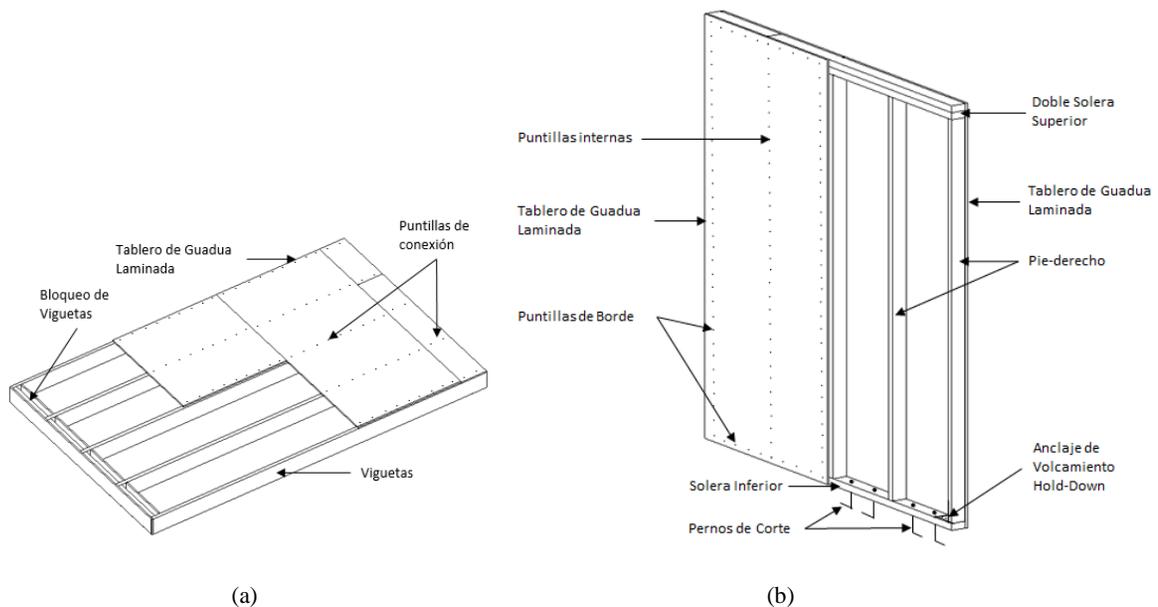
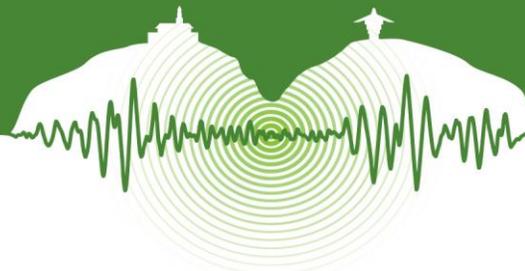


Figura 1: Elementos principales del sistema de entramado ligero: (a) sistema de piso; (b) muros de corte.

3 TABLEROS LAMINADOS DE ESTERILLA DE GUADUA

Los tableros laminados de esterilla de *Guadua angustifolia* Kunth son fabricados por la empresa V&V Laminados de Guadua S.A.S., en Chinchiná, Caldas. Los culmos de Guadua son recibidos en la planta de producción en longitudes de aproximadamente tres metros, y posteriormente seleccionados según su diámetro (entre 10 y 18 cm) y relativa homogeneidad y rectitud en su longitud. La esterilla de Guadua se obtiene mediante incisiones radiales en los nudos del culmo alrededor de todo el perímetro, y luego un corte longitudinal que permite abrir el culmo completamente, removiendo la membrana interna de los nudos para obtener una lámina relativamente lisa. La esterilla es cepillada por ambas caras con el fin de remover la corteza exterior y la membrana interna, por medio de una cepilladora eléctrica. Luego se corta la esterilla en sentido transversal a las fibras con una sierra circular doble, obteniendo segmentos de aproximadamente 2.5 m de longitud. Luego son sometidas a un proceso de inmunización con vapor de agua y secado, hasta alcanzar un contenido de humedad de aproximadamente 6%.

Las láminas de esterilla nuevamente son cepilladas por ambas caras, y posteriormente introducidas en una máquina cosedora que pega 10 hilos de lana en la dirección transversal mientras un sistema de platinas aplica una presión lateral, con el fin de cerrar las



aberturas naturales de la esterilla. Luego son cortadas en dirección longitudinal con una sierra circular doble, obteniendo láminas de aproximadamente 25 cm de ancho, y posteriormente se aplican 150 g/m² de una resina fenólica (Polímero 66 DO) en uno de los lados de la esterilla. La formación de los tableros se realiza mediante el armado de tres chapas ortogonales, es decir, donde la orientación de las fibras de las chapas externas es perpendicular a la orientación de las fibras de la chapa intermedia. Este tablero es introducido en una prensa que aplica una presión de 1.2 MPa a 150°C durante 25 minutos, de donde sale un tablero con espesor de 18 mm y una gravedad específica de aproximadamente 0.76. Finalmente, los tableros laminados son cortados en las dimensiones estándar de 1.22 m x 2.44 m, y lijados para obtener un acabado uniforme liso, con un espesor de 16 mm. La Figura 2 muestra los culmos de Guadua, las láminas de esterilla, y los tableros laminados una vez finalizado el proceso.

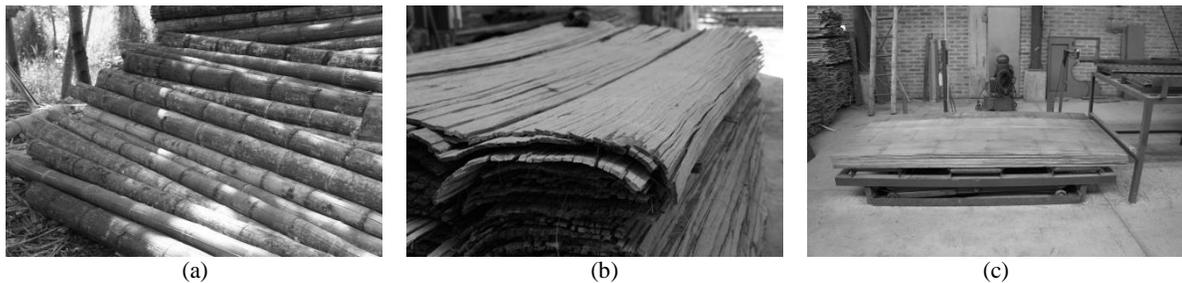


Figura 2: Proceso de fabricación: (a) culmos de Guadua; (b) esterilla de Guadua; (c) tableros laminados de esterilla.

Los elementos de entramado son producidos de manera similar. Aplicando la misma resina fenólica, las láminas de esterilla de Guadua son pegadas entre sí, manteniendo la dirección de las fibras en el mismo sentido, a diferencia del esquema ortogonal de los tableros. El elemento ensamblado es introducido en la prensa por un tiempo mayor que los tableros, dependiendo del ancho deseado (aproximadamente dos horas para elementos de 40 mm). Luego, los elementos son cortados para obtener la sección transversal requerida (en este caso 40 mm por 90 mm).

4 MODELO DE COMPORTAMIENTO CÍCLICO

4.1 Modelo de conexión panel-entramado

Las conexiones panel-entramado en muros de corte exhiben un comportamiento no lineal bajo carga monotónica, y adicionalmente se caracterizan por una respuesta histerética con estrangulamiento de ciclos y degradación de rigidez (Dolan & Madsen, 1992). Un modelo de respuesta carga-desplazamiento generalizado fue propuesto por Folz y Filiatrault (2001a), el cual está basado en una serie de reglas de carga y descarga que reproducen la respuesta de la conexión, como se muestra en la Figura 3. La respuesta monotónica (Figura 3 a) está definida por la ecuación (1), en función de seis parámetros físicamente identificables: la rigidez tangencial inicial (K_0), coeficientes de multiplicación de la rigidez para carga y descarga (r_1 y r_2), intercepto de la asíntota con el eje de fuerza (F_0), desplazamiento a la carga máxima (δ_u), y desplazamiento final al alcanzar una carga igual al 80% de la carga máxima, los cuales son obtenidos de un ajuste de datos experimentales de ensayos de conexiones individuales. Esta respuesta captura el aplastamiento en el elemento de entramado y el panel, así como la fluencia en flexión de la puntilla de conexión hasta alcanzar la capacidad máxima, seguida de una descarga lineal hasta una carga igual al 80% de la carga máxima, considerado el punto de falla de la conexión.

$$F = \begin{cases} (F_0 + r_1 K_0 \delta) \left[1 - \exp\left(-\frac{K_0 \delta}{F_0}\right) \right] & \text{si } 0 \leq \delta \leq \delta_u \\ F_u + r_2 K_0 (\delta - \delta_u) & \text{si } \delta_u \leq \delta \leq \delta_f \end{cases} \quad (1)$$

La respuesta cíclica general se puede caracterizar mediante la misma curva monotónica para el caso de la envolvente cíclica, además de cinco parámetros adicionales (F_f , r_3 , r_4 , α y β), que describen el comportamiento a descarga, degradación de rigidez, y estrangulamiento de ciclos, basados en relaciones lineales entre la carga y el desplazamiento. Estos parámetros adicionales también son ajustados sobre datos experimentales de ensayos cíclicos de conexiones. La Figura 3 (b) muestra esquemáticamente estas relaciones que describen el comportamiento cíclico.

La Tabla 1 resume los parámetros ajustados de ensayos experimentales cíclicos para el modelo de la conexión utilizado en este estudio, para un tablero de 16 mm de espesor, conectado a un elemento de entramado de sección transversal 40 mm por 90 mm, con un puntilla comercial de denominación 10d (3"). También se presenta la capacidad máxima del modelo.

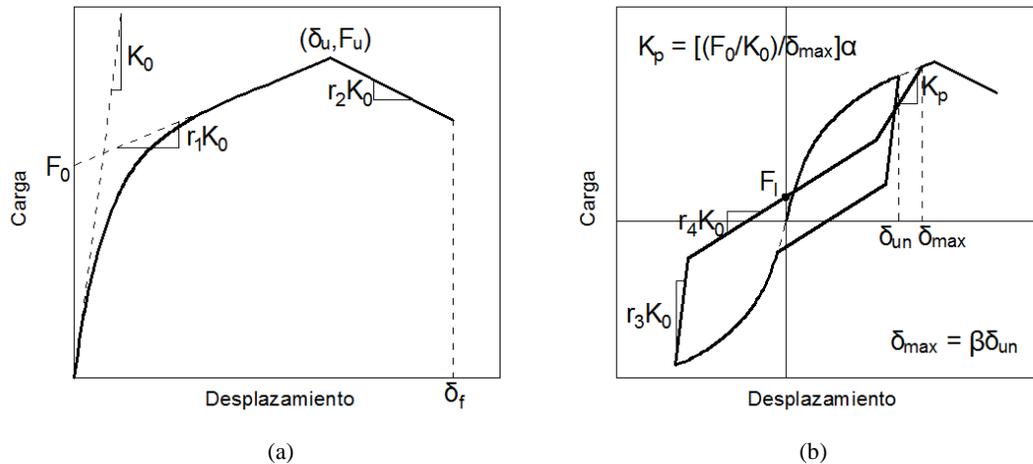
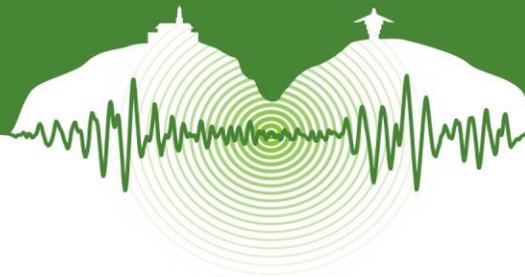


Figura 3: Modelo generalizado de comportamiento: (a) monotónico; (b) cíclico.

Tabla 1: Parámetros de modelos generalizados de comportamiento

Modelo	K_0 (kN/mm)	r_1	r_2	r_3	r_4	F_0 (kN)	F_1 (kN)	δ_u (mm)	α	β	F_u (kN)
Conexión puntilla 10d	2.148	0.052	-0.047	2.34	0.050	1.23	0.32	7.58	0.80	1.50	2.08
Muro espaciado. borde 150 mm	5.378	0.071	-0.048	1.66	0.075	21.41	5.76	35.84	0.78	1.40	35.12
Muro espaciado. borde 75 mm	9.582	0.077	-0.061	1.44	0.075	44.62	11.56	38.01	0.80	1.39	72.71

4.2 Modelo de muro de corte

Para estimar la capacidad y el comportamiento de los muros de corte bajo cargas cíclicas, se utilizó el software CASHEW v. 1.0 (Folz & Filiatrault, 2000), el cual permite predecir el comportamiento a carga lateral de un muro de entramado ligero completamente restringido al volcamiento, basado en las propiedades del modelo de conexión panel-entramado presentado anteriormente, de acuerdo a la distribución espacial de los conectores en el panel de revestimiento. Las ecuaciones de equilibrio que describen la respuesta a carga lateral del muro se obtienen a partir de la aplicación del principio de trabajo virtual, y la solución se realiza mediante un procedimiento incremental iterativo en el desplazamiento. El programa, sin embargo, parte de las siguientes suposiciones, las cuales son limitantes para casos particulares: (1) los elementos de entramado se encuentran articulados entre sí, y no aportan rigidez lateral; (2) las soleras permanecen horizontales y paralelas en todo momento; (3) el panel de revestimiento se mantiene en el rango elástico, y únicamente aporta rigidez elástica a cortante, pero no contribuye en la capacidad de carga o capacidad de deformación; (4) la respuesta cíclica del muro sigue en términos generales la misma respuesta del modelo de la conexión, bajo las mismas reglas de carga y descarga. El modelo de muro es sometido a la acción del protocolo de carga cíclico CUREE (Krawinkler et al., 2000), desarrollado durante el *CUREE-Caltech Woodframe Project* para representar las demandas sísmicas impuestas a componentes o estructuras de madera por movimientos del terreno representativos de las condiciones de California.

Para este estudio, se realizaron modelos de muros de 1.20 m de longitud y 2.40 m de altura, con paneles conectados por ambas caras, y con dos espaciados de puntillas de borde diferentes (150 mm y 75 mm), considerando que con estos dos espaciados se podrían satisfacer las demandas de resistencia en el diseño estructural de la edificación que servirá de modelo para el análisis dinámico presentado más adelante. La Figura 4 presenta los resultados del modelo de comportamiento cíclico de estos dos tipos de muros. CASHEW permite además realizar el ajuste de los parámetros del modelo general cíclico, con el fin de obtener un modelo no lineal de un grado de libertad que represente adecuadamente el comportamiento del muro. Los parámetros ajustados para los dos modelos de muros se muestran en la Tabla 1.

De acuerdo a los resultados del modelo, se puede observar que una disminución del espaciado de las puntillas de borde resulta en un incremento importante de la capacidad de carga y rigidez, mas no se aprecia ningún cambio en la capacidad de desplazamiento, lo cual es acorde con lo establecido en códigos de diseño. También se debe resaltar que la capacidad a cortante de los mu-



ros es mayor que los valores reportados en la literatura y en códigos de diseño (antes de ser afectados por factores de seguridad) (AF&PA, 2008).

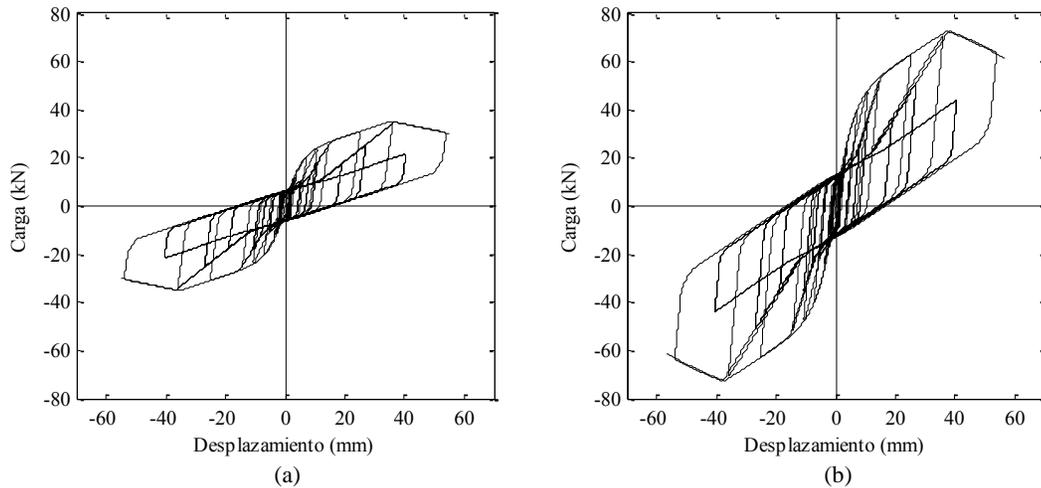


Figura 4. Comportamiento cíclico de modelos de muros: (a) muro con espaciamiento de puntillas de borde de 150 mm; (b) muro con espaciamiento puntillas de borde de 75 mm.

5 MODELO DE ANÁLISIS NO LINEAL

5.1 Descripción de la estructura

La estructura analizada corresponde a una edificación de cinco pisos de altura, de uso residencial como vivienda de interés social (VIS). Esta edificación fue diseñada arquitectónicamente como parte del proyecto titulado “Comportamiento Estructural de Vivienda Modular con Paneles de Guadua Laminada”, a partir de una evaluación de modelos existentes de construcciones VIS, y se adaptaron a los parámetros de vivienda modular, sostenible y de calidad, obteniendo un diseño arquitectónico competitivo (Figura 5). El edificio tiene un área de 240 m² por piso, con dimensiones en planta de 20.30 m por 13.08 m, y cada piso con 4 apartamentos de 50 m², con alturas entre piso de 2.60 m. En la Figura 5(b) se puede ver una cuadrícula trazada cada 60 cm, usada para enfatizar cómo la modulación de todos los elementos es una componente esencial en el proyecto, y de donde parte todo.

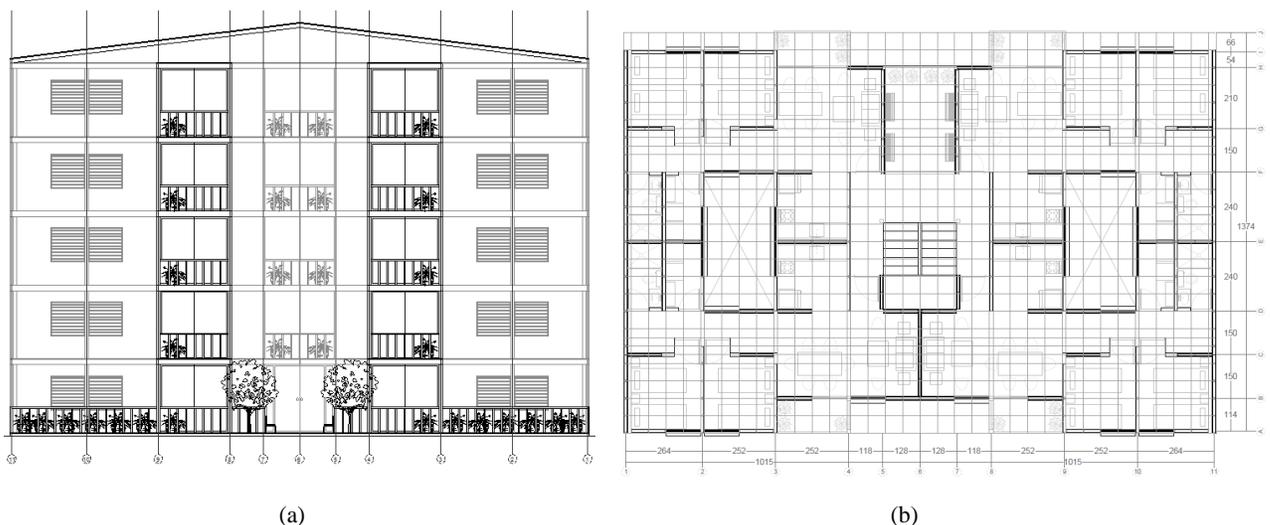


Figura 5: Edificación residencial para análisis: (a) alzado frontal; (b) planta de piso tipo.



Como parte del proyecto de investigación, se diseñaron estructuralmente todos los elementos del sistema de resistencia a cargas verticales y laterales de la edificación para una zona de amenaza sísmica alta en Colombia (tomando Cali como referencia) de acuerdo a los requisitos establecidos en el *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10* (AIS 2010) y el código norteamericano *Special Design Provisions for Wind and Seismic SDPWS-2008* (AF&PA 2008). Particularmente para el interés de este trabajo, se encontró el número de muros de corte requeridos en cada línea de resistencia, y su correspondiente espaciamiento de puntillas de borde, considerando muros modulares de 1.20 m de longitud por 2.40 m de altura, con paneles en ambas caras, y los valores de resistencia estimados a partir de los modelos en CASHEW. Esta información se describe a continuación, como parte del modelo numérico.

5.2 Descripción del modelo numérico

Para estimar la respuesta sísmica de la edificación se utilizó el software SAWS v. 1.0 (Folz & Filiatrault, 2001b), mediante la simplificación de una estructura tridimensional de entramado ligero compuesta por diafragmas horizontales y verticales, en un modelo bidimensional plano compuesto por elementos no lineales de un grado de libertad de altura cero que representan los muros de corte en una línea de resistencia, y unen los diafragmas entre sí y a la cimentación. Todos los diafragmas de piso del modelo se asumen con una rigidez en el plano infinita, para así reducir el número de grados de libertad por piso a únicamente tres, dos traslacionales y uno rotacional. Cada uno de los resortes está definido por el modelo generalizado de comportamiento descrito previamente. Sin embargo, una de las limitaciones de este modelo es la capacidad de modelar plantas irregulares, pues el ingreso de coordenadas que definen la planta debe ser secuencial y siempre en sentido contrario a las manecillas del reloj, por lo cual los retrocesos no se pueden modelar. Para solucionar esto, se decidió simplificar la planta del piso tipo, eliminando los retrocesos por medio de la agrupación de ejes cercanos. La Figura 6 muestra la planta simplificada del modelo de análisis. Sin embargo, todos los muros de corte requeridos de acuerdo al diseño se preservaron, y únicamente cambiaron de localización en planta.

Por último, los únicos factores que afectan el modelo generalizado de comportamiento de cada línea de resistencia son el espaciamiento de puntillas de borde, y la cantidad de muros. El espaciamiento de puntillas variable se consideró mediante el uso de los dos modelos diferentes obtenidos de CASHEW, ya que estos dos espaciamientos analizados fueron los únicos necesarios en la edificación. Para considerar la cantidad de unidades de muros en una línea de resistencia se tuvo en cuenta la proporcionalidad entre la longitud del muro y capacidad a cortante, establecida comúnmente por los códigos de diseño. Esto significa que para una línea de resistencia con dos unidades de muros, la capacidad a cortante y rigidez son el doble de un muro individual, pero manteniendo la misma capacidad de deformación. Esto se extendió a las diferentes configuraciones de líneas de resistencia. La Tabla 2 resume la información de entrada del modelo en términos de número de muros, espaciamiento de puntillas de borde, y parámetros del modelo no lineal de un grado de libertad, para cada línea de resistencia según los ejes de la Figura 6.

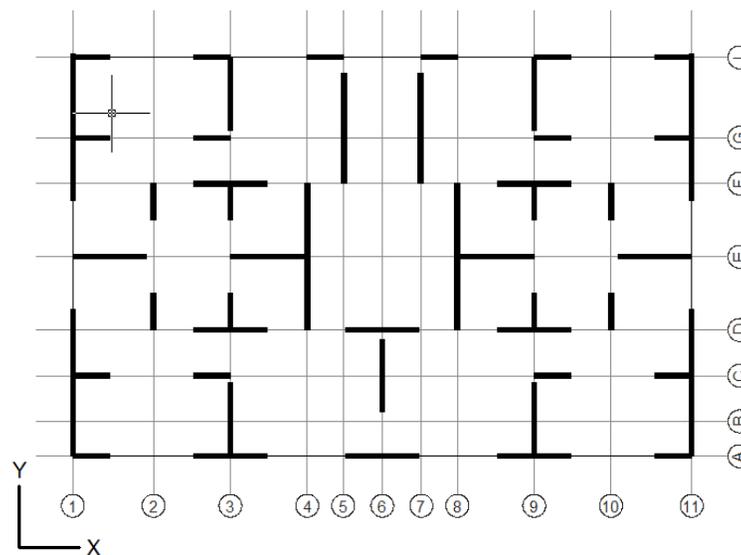


Figura 6: Planta simplificada del modelo de la edificación.



Tabla 2: Parámetros de entrada para modelo numérico en SAWS

Eje	No. muros	Espaciam. (mm)	K_0 (kN/mm)	r_1	r_2	r_3	r_4	F_0 (kN)	F_1 (kN)	δ_u (mm)	α	β
A	8	150	43.02	0.071	-0.048	1.66	0.075	171.3	46.1	35.84	0.779	1.404
C	4	150	21.51	0.071	-0.048	1.66	0.075	85.7	23.1	35.84	0.779	1.404
D	6	150	32.27	0.071	-0.048	1.66	0.075	128.5	34.6	35.84	0.779	1.404
E	8	150	43.02	0.071	-0.048	1.66	0.075	171.3	46.1	35.84	0.779	1.404
F	4	150	21.51	0.071	-0.048	1.66	0.075	85.7	23.1	35.84	0.779	1.404
G	4	75	38.33	0.077	-0.061	1.44	0.075	178.5	46.3	38.01	0.796	1.391
I	6	150	32.27	0.071	-0.048	1.66	0.075	128.5	34.6	35.84	0.779	1.404
1 y 11	8	150	43.02	0.071	-0.048	1.66	0.075	171.3	46.1	35.84	0.779	1.404
2 y 10	2	75	19.16	0.077	-0.061	1.44	0.075	89.2	23.1	38.01	0.796	1.391
3 y 9	6	150	32.27	0.071	-0.048	1.66	0.075	128.5	34.6	35.84	0.779	1.404
4 y 8	4	150	21.51	0.071	-0.048	1.66	0.075	85.7	23.1	35.84	0.779	1.404
5 y 7	3	150	16.13	0.071	-0.048	1.66	0.075	64.2	17.3	35.84	0.779	1.404
6	2	75	19.16	0.077	-0.061	1.44	0.075	89.2	23.1	38.01	0.796	1.391

Las distancias verticales entre diafragmas se ingresaron como 2.60 m, a excepción del último (quinto) nivel, el cual se supuso a 3.10 m del diafragma inmediatamente inferior, considerando un tercio adicional de la altura de la cubierta inclinada. El peso por unidad de área asignado a cada planta de piso tipo se estimó en 1.50 kN/m², mientras para la cubierta fue de 0.86 kN/m². Como información de entrada, SAWS requiere definir un coeficiente de amortiguamiento con respecto al crítico para los dos primeros modos, y calcula internamente los coeficientes de amortiguamiento para los demás modos. Folz y Filiatrault (2001b) recomiendan utilizar un valor igual a 1%, dado que el comportamiento histerético de los muros incluido en el modelo, ya tiene en cuenta gran parte del amortiguamiento del sistema.

Utilizando SAWS, se calcularon las propiedades dinámicas de la estructura tales como los periodos de vibración, las formas modales, y los factores de participación de masa. Estas propiedades son presentadas en la Tabla 3, y se puede observar que con los primeros cuatro modos (dos en cada dirección en planta) se obtiene una participación del 97% de la masa. Adicionalmente la Figura 7 muestra las formas modales de los dos primeros modos para cada dirección en planta. Cabe resaltar que el periodo del primer modo de vibración es significativamente diferente al periodo fundamental aproximado siguiendo las recomendaciones de la NSR-10. Utilizando la expresión para calcular el periodo fundamental aproximado resulta en un valor de 0.35 s, mientras el resultado de SAWS para el primer modo es de 0.164 s. La gran diferencia puede atribuirse a estar considerando unas rigideces de muros relativamente altas en comparación con el valor esperado de muros de corte según el código, resultando en una estructura considerablemente más rígida.

Tabla 3: Propiedades dinámicas de la estructura

Modo	Frecuencia (rad/s)	Periodo (s)	Amortig. (%)	Dirección X			Dirección Y		
				Part. modal	Part. masa	Part. acum.	Part. modal	Part. masa	Part. acum.
1	38.3	0.164	1.00	1.22E+00	88.4%	88.4%	-2.38E-16	0.0%	0.0%
2	42.4	0.148	1.00	1.05E-15	0.0%	88.4%	1.26E+00	88.6%	88.6%
3	47.6	0.132	1.01	6.39E-02	0.2%	88.6%	-4.83E-14	0.0%	88.6%
4	111.2	0.057	1.56	-3.78E-01	8.5%	97.1%	-2.88E-16	0.0%	88.6%
5	123.0	0.051	1.69	-2.73E-16	0.0%	97.1%	-3.92E-01	8.5%	97.2%
6	138.2	0.045	1.86	-1.98E-02	0.0%	97.2%	-1.34E-15	0.0%	97.2%
7	173.2	0.036	2.26	-1.93E-01	2.2%	99.4%	2.10E-17	0.0%	97.2%
8	191.5	0.033	2.48	-5.25E-17	0.0%	99.4%	2.00E-01	2.2%	99.4%
9	215.2	0.029	2.76	1.01E-02	0.0%	99.4%	9.51E-17	0.0%	99.4%
10	218.4	0.029	2.80	-9.55E-02	0.5%	99.9%	3.30E-16	0.0%	99.4%
11	241.5	0.026	3.08	2.90E-16	0.0%	99.9%	-9.88E-02	0.5%	99.9%
12	242.8	0.026	3.09	-3.44E-02	0.1%	100.0%	-6.96E-16	0.0%	99.9%
13	268.4	0.023	3.40	-2.78E-17	0.0%	100.0%	-3.56E-02	0.1%	100.0%
14	271.3	0.023	3.44	5.00E-03	0.0%	100.0%	-2.57E-16	0.0%	100.0%
15	301.7	0.021	3.81	-1.80E-03	0.0%	100.0%	0.00E+00	0.0%	100.0%

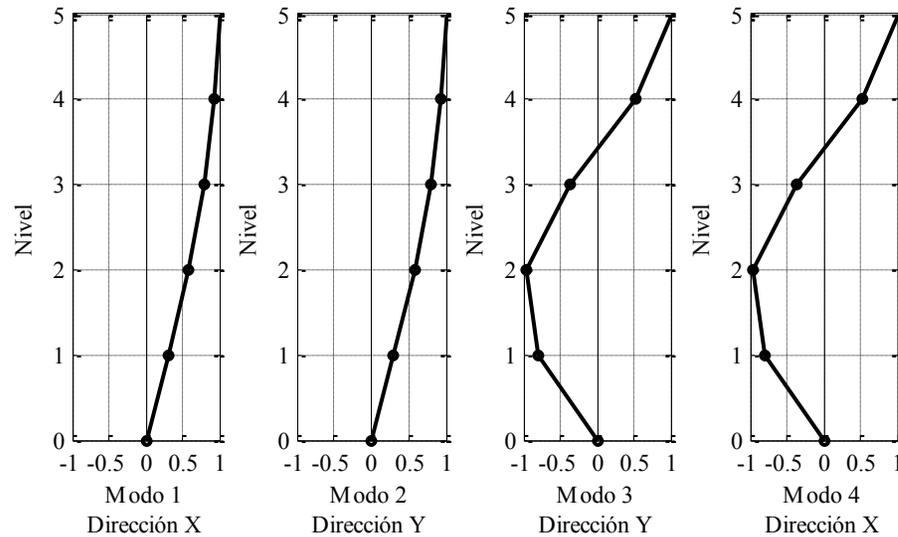
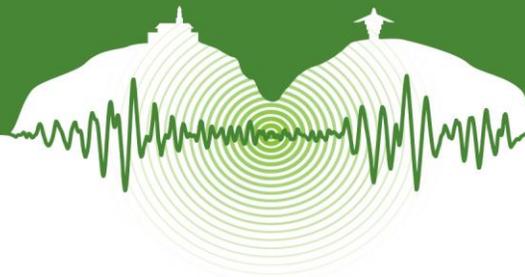


Figura 7: Formas modales de los primeros dos modos en cada dirección en planta.

5.3 Análisis Dinámico Incremental

Para estimar el comportamiento dinámico no lineal del sistema, se realizó un procedimiento de Análisis Dinámico Incremental (IDA, por sus siglas en inglés), el cual consiste en someter la estructura a una selección de múltiples registros sísmicos que representen condiciones de demanda incrementales, y determinar parámetros de comportamiento para cada uno de estos niveles de demanda (Vamvatsikos & Cornell, 2002). Es recomendado que este procedimiento se realice para múltiples registros escalados a varios niveles de demanda. Sin embargo, debido a que este estudio es preliminar, se seleccionó únicamente el registro de aceleración del sismo de Northridge, California de 1994, de la estación Rinaldi Receiving Station 228, el cual fue escalado para catorce diferentes niveles de demanda en términos de la aceleración pico del terreno (PGA). Los factores de escala y niveles de demanda se resumen en la Tabla 4. La Figura 8 presenta el registro de aceleración original del sismo de Northridge, junto con los espectros de aceleración de las señales escaladas utilizadas en el análisis. Para cada uno de los análisis cronológicos, se determinó como parámetro de comportamiento la máxima deriva relativa de piso, y así se obtuvo una curva de deriva de piso contra aceleración espectral para el periodo fundamental y un coeficiente de amortiguamiento de 5%. Este análisis se condujo para las dos direcciones en planta, teniendo en cuenta la diferencia de rigidez en cada uno de los sentidos debido al número de líneas resistentes y muros en cada dirección. La Tabla 4 resume los resultados del Análisis Dinámico Incremental, y la Figura 9 presenta la curva de máxima deriva de piso contra aceleración espectral, para las dos direcciones en planta.

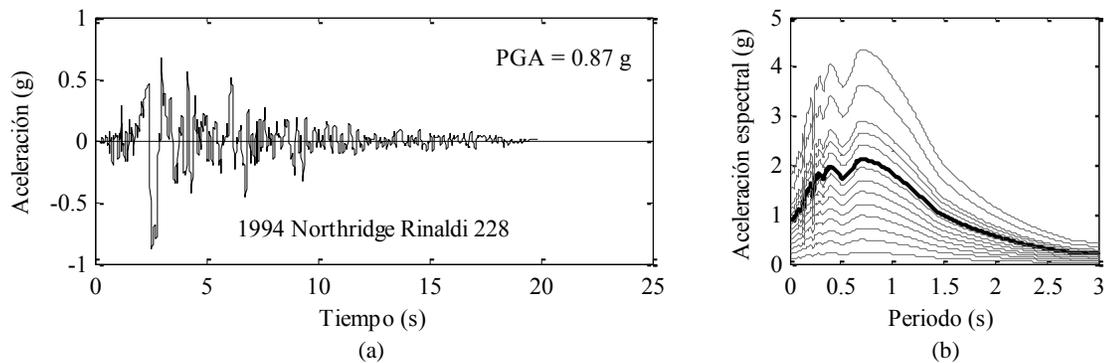


Figura 8: Señal sísmica seleccionada para Análisis Dinámico Incremental: (a) registro de aceleración original; (b) Espectro elástico de aceleraciones con amortiguamiento de 5% para señales escaladas.

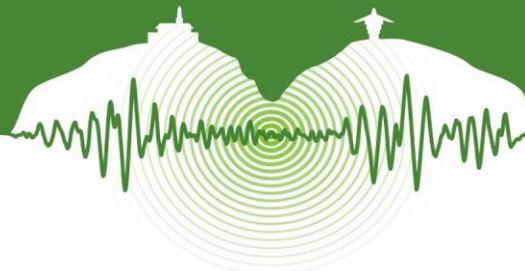


Tabla 4: Resultados de Análisis Dinámico Incremental

Factor de escala	PGA (g)	Dirección X		Dirección Y	
		S _a (g)	Deriva (%)	S _a (g)	Deriva (%)
0.11	0.10	0.16	0.13	0.15	0.10
0.23	0.20	0.33	0.27	0.31	0.21
0.34	0.30	0.49	0.41	0.46	0.33
0.46	0.40	0.66	0.56	0.64	0.44
0.57	0.50	0.82	0.72	0.78	0.57
0.69	0.60	0.99	0.89	0.94	0.70
0.80	0.70	1.15	1.07	1.09	0.83
0.92	0.80	1.34	1.26	1.26	0.97
1.00	0.87	1.44	1.41	1.37	1.08
1.14	1.00	1.64	1.69	1.56	1.28
1.26	1.10	1.81	1.94	1.72	1.45
1.37	1.20	1.97	2.22	1.87	1.64
1.72	1.50	2.47	3.29	2.35	2.28
2.06	1.80	2.96	4.80	2.81	3.20

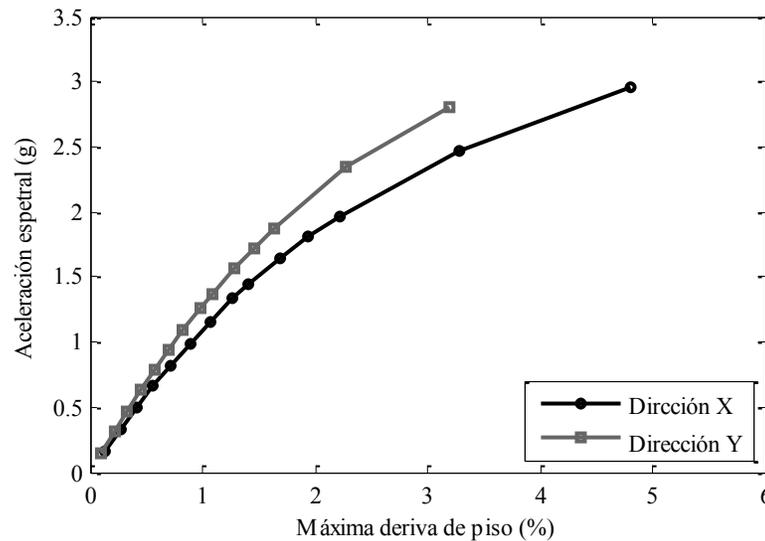


Figura 9: Curva de Análisis Dinámico Incremental para las dos direcciones en planta.

De la curva de Análisis Dinámico Incremental se puede observar como la deriva de piso aumenta con la demanda, tendiendo a un valor asintótico. Sin embargo, este valor asintótico no pudo ser determinado en este análisis debido a la relativamente baja capacidad de deformación posterior a la máxima resistencia del muro. Es decir, debido a la baja deformación pos-pico del modelo hasta el punto de falla, el análisis no es capaz de predecir el comportamiento de la estructura para desplazamientos altos, pues se presenta una indeterminación en el método numérico de solución. A pesar de lo anterior, el análisis alcanza a reproducir niveles de deriva altos. Por ejemplo, considerando el estado límite de seguridad de la vida establecido por la *Federal Emergency Management Agency* (FEMA, 2000), representado por una deriva relativa de piso de 2%, se puede observar que la estructura supera dicho límite manteniendo una capacidad adecuada. A partir del modelo simplificado es posible afirmar de manera preliminar que el comportamiento dinámico de la estructura bajo solicitaciones sísmicas es satisfactorio, de acuerdo a este criterio de estado límite.

Debido a que este procedimiento de Análisis Dinámico Incremental revela mucha más información sobre el comportamiento sísmico de un sistema mientras se considere una mayor cantidad de registros y niveles de demanda, el paso siguiente para esta investigación es complementar estos resultados preliminares con una selección más amplia de registros de aceleración, y en lo posible configuraciones estructurales y arquetipos diferentes.



CONCLUSIONES

Este estudio presenta una aproximación preliminar al comportamiento dinámico de estructuras de entramado ligero en Guadua laminada, por medio de modelos numéricos. A partir de un modelo de comportamiento cíclico de la conexión panel-entramado calibrado con información experimental, se determinaron modelos de comportamiento cíclico de muros de corte. Finalmente, se presentan los resultados de un Análisis Dinámico Incremental (IDA) para una edificación de cinco pisos en este sistema, con el fin de estimar de manera preliminar la respuesta sísmica de la estructura bajo solicitaciones sísmicas.

Basado en los resultados de los modelos numéricos analizados, se puede concluir lo siguiente:

1. El modelo de comportamiento cíclico de los muros de corte predice una alta capacidad a cortante en comparación con muros en madera reportados en la literatura o en códigos de diseño, y esto debe ser validado mediante ensayos experimentales.
2. La alta rigidez de los muros de corte resulta en un valor del periodo del primer modo de vibración considerablemente inferior al calculado a partir de la formulación para el periodo fundamental aproximado en los códigos de diseño.
3. De acuerdo a los resultados del Análisis Dinámico Incremental preliminar, el comportamiento dinámico de la edificación de cinco niveles es satisfactorio, considerando el estado límite de seguridad de la vida.
4. Es necesario continuar con una mayor selección de registros y niveles de demanda para caracterizar de manera adecuada el comportamiento dinámico del sistema de entramado ligero en Guadua laminada.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el patrocinio del Colciencias para el desarrollo del proyecto No. 1204-562-36186 titulado “Comportamiento Estructural de Vivienda Modular con Paneles de Guadua Laminada”, y la empresa V&V Laminados de Guadua S.A.S. por proveer todo el material de ensayo. Además se quiere extender el agradecimiento a todo el grupo de trabajo del Laboratorio de Modelos Estructurales y el Centro de Investigaciones en Materiales y Obras Civiles (CIMOC) de la Universidad de los Andes.

REFERENCIAS

- AF&PA. 2008. *Special Design Provisions for Wind and Seismic standard with commentary ANSI/AF&PA SDPWS-2008*. American Forest and Paper Association, American Wood Council, Washington, D.C.
- AIS. 2010. *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10*. Asociación de Ingeniería Sísmica, Bogotá, D.C.
- Correal, J.F. and Ramírez, F. 2010. Adhesive bond performance in glue line shear and bending for glued laminated guadua bamboo. *Journal of Tropical Forest Science*. Vol 22, N° 4, pp. 433-439.
- Correal, J.F., Echeverry, J.S., Ramírez, F., Yamín, L.E. 2014. Experimental evaluation of physical and mechanical properties of Glued Laminated *Guadua angustifolia* Kunth. *Construction and Building Materials*. Vol 73, pp. 105-112.
- Dolan, J.D. and Madsen, B. 1992. Monotonic and cyclic nail connection tests. *Canadian Journal of Civil Engineering*. Vol 19, N° 1, pp. 97-104.
- FEMA. 2000. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. FEMA 356, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Foliente, G.C. 1995. Hysteresis modeling of wood joints and structural systems. *Journal of Structural Engineering*. Vol 121, N° 6, pp. 1013-1022.
- Folz, B. and Filiatrault, A. 2000. CASHEW – Version 1.0: A computer program for cyclic analysis of wood shear walls. *Report No. SSRP – 2000/10, CUREE-Caltech Woodframe Project*. Division of Structural Engineering, University of California, San Diego, La Jolla, CA.
- Folz, B. and Filiatrault, A. 2001a. Cyclic analysis of wood shear walls. *Journal of Structural Engineering*. Vol 127, N° 4, pp. 433-441.
- Folz, B. and Filiatrault, A. 2001b. SAWS – Version 1.0: A computer program for seismic analysis of woodframe structures. *Report No. SSRP – 2001/09, CUREE-Caltech Woodframe Project*. Division of Structural Engineering, University of California, San Diego, La Jolla, CA.
- Krawinkler, H., Parisi, F., Ibarra, L., Ayoub, A., Medina, R. 2000. Development of a testing protocol for wood frame structures. *CUREE Publ. W-02*. Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering, Richmond, CA.
- Li, Y. and Ellingwood, B.R. 2007. Reliability of woodframe residential construction subjected to earthquakes. *Structural Safety*. Vol 29, N° 4, pp. 294-307.
- López, L.F. y Correal, J.F. 2009. Estudio exploratorio de los laminados de bambú *Guadua angustifolia* como material estructural. *Maderas, Ciencia y Tecnología*. Vol 11, N° 3, pp. 171-182.
- Mahdavi, M., Clouston, P.L., Arwade, S.R. 2011. Development of laminated bamboo lumber: review of processing, performance and economical considerations. *Journal of Materials in Civil Engineering*. Vol 23, N° 7, pp. 1036-1042.
- Nugroho, N. and Ando, N. 2001. Development of Structural composite products made from bamboo II: fundamental properties of laminated bamboo lumber. *Journal of Wood Science*. Vol 47, N° 1, pp. 237-242.
- Ramírez, F., Correal, J.F., Yamín, L.E., Atoche, J.C., Piscal, C.M. 2012. Dowel-bearing strength behavior of glued laminated guadua bamboo. *Journal of Materials in Civil Engineering*. Vol. 24, 1378-1387.
- Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. 2002. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol 31, pp. 491-514.



Varela, S., Correal, J.F., Yamín, L.E., Ramírez, F. 2013. Cyclic performance of Glued Laminated *Guadua* bamboo-sheathed shear walls. *Journal of Structural Engineering*. Vol 139, N° 11, pp. 2028-2037.



Comparación de metodologías para determinar la distribución en altura de fuerzas sísmicas sobre diafragmas de piso

Comparison of methodologies for determining the height distribution of seismic forces over floor diaphragms

Christiam C. Ángel^{1*}, Rodrigo Rueda², Víctor Hidalgo³, Juan C. Reyes⁴ y Juan F. Correal⁵

¹Asistente de Investigación, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia

³Estudiante de Maestría, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia

³Estudiante de Maestría, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia

⁴Profesor Asociado, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia

⁵⁴Profesor Asociado, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia

* cc.angel222@uniandes.edu.co



RESUMEN

El diafragma de piso conforma el primer elemento de la ruta de carga del sistema de resistencia a cargas laterales, cumpliendo la función de repartir la carga asociada a la fuerza inercial a los diferentes elementos verticales del sistema, para su transmisión hasta la cimentación de la edificación. Como parte del proyecto de investigación titulado “Estudio del Comportamiento Sísmico de Placas Alveolares como Sistema de Diafragma de Piso”, desarrollado por la Universidad de los Andes, se realizó una revisión del estado del arte sobre los diferentes métodos existentes para la determinación de la distribución en altura de estas fuerzas. Los métodos seleccionados son: (1) la metodología propuesta por la NSR-10, (2) el procedimiento establecido por el ASCE7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, (3) First Mode Reduced Method, (4) Simplified First Mode Reduced Method, y (5) Seismic Design Methodology Document for Precast Concrete Diaphragms (DSDM). Para realizar una comparación de los resultados de los anteriores métodos, inicialmente se seleccionaron ocho edificaciones tipo, definidas a partir de una base de datos de 185 edificios construidos en la ciudad de Bogotá, y agrupados a partir de una parametrización de las características geométricas más relevantes. La comparación consiste en evaluar las diferencias en términos de la magnitud de las fuerzas obtenidas por cada uno de los métodos, y establecer la sensibilidad de las características geométricas de las edificaciones en el resultado. Luego, se seleccionaron cuatro plantas adicionales de cinco pisos, y por medio de modelos no lineales contra el tiempo se compararon los resultados contra los mismos métodos aproximados contemplados previamente. En general se observa que para los métodos más sofisticados y que requieren una mayor cantidad de información de entrada, las magnitudes de las fuerzas sobre los diafragmas de piso tienden a ser menores, aunque se mantiene un patrón de distribución relativamente constante para todos los métodos.

Palabras clave: Diafragma de piso, fuerzas sísmicas, distribución en altura.

ABSTRACT

The floor diaphragm is the first load path element of the lateral load resisting system that distributes the loads associated to the inertial force of vertical elements. Various procedures for the determination of the height distribution of seismic forces acting over the diaphragm have been developed. As part of the research project entitled, developed by the Universidad de los Andes, a state-of-the-art review on the different existing methods for the determination of height distribution of these forces was conducted. In this study, a comprehensive revision of the state-of-the-art of different existing methods to determine the height distribution of these forces was conducted. The methods selected are: (1) the methodology proposed by the NSR-10, (2) the procedure established in the ASCE7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, (3) First Mode Reduced Method, (4) Simplified First Mode Reduced Method, and (5) Seismic Design Methodology Document for Precast Concrete Diaphragms (DSDM). In order to compare the results obtained by the methods aforementioned, eight typical buildings were selected from a database of 185 existing buildings located in Bogota, Colombia; these structures were grouped according their geometrical characteristics. To evaluate the accuracy of the methods, the differences in terms of magnitude of the forces obtained with each method were compared, and the sensitivity of the building's geometric characteristics was established. Additionally, nonlinear time history analysis of four additional structures with five stories was implemented to compare the results with those obtained from previous methods mentioned above. It is observed that sophisticated methods require a large set of input data and the magnitude of the forces over the floor diaphragms tend to be smaller, although a relatively constant distribution pattern among all methods was identified.

Keywords: Floor diaphragm, seismic forces, height distribution



1. INTRODUCCIÓN

El sismo de Northridge de 1994 fue uno de los eventos telúricos que más incentivó el estudio del diafragma como parte del sistema de resistencia de carga lateral ya que hubo infinidad de daños vinculados directamente a la falta de diseño de los mismos. Los daños más significativos se presentaron en estructuras de parqueaderos con elementos de concreto prefabricados cerca a los elementos más rígidos del sistema de resistencia a carga lateral y específicamente en las juntas (Gosh & Hawkins, 2000). Estos daños incentivaron al estudio del análisis y el diseño del diafragma como el primer elemento del sistema de resistencia de carga lateral; esto implicaba la adecuada determinación de las fuerzas a través de un acertado modelo de análisis y eficiente metodología de diseño.

Desde el punto de objetivos de diseño, existen dos límites: por resistencia última o capacidad, donde el dimensionamiento y reforzamiento tienen como filosofía un valor máximo hasta el tope último de daño, o por desempeño donde se fijan varios parámetros de comportamiento que representan niveles de daño. Debido a que tradicionalmente el diseño del diafragma se ha pensado elástico, nunca se ha incluido parámetros de ductilidad y se ha considerado un único nivel que representaría su colapso. Sin embargo, con las investigaciones más recientes, se ha optado por incluir parámetros de disipación de energía en el comportamiento sísmico, estableciendo diferentes etapas de diseño por desempeño. Para lograr este objetivo, conocer con certeza las fuerzas de diseño y su distribución en altura y planta así como su comportamiento elástico e inelástico resulta indispensable para generar el detallamiento que garantice el desempeño contemplado.

Una de las variables más relevantes en el tema es conocer cómo es el comportamiento en altura y cuál es el patrón de distribución de fuerzas. Rodríguez et al (2002) determinaron que el factor de magnificación de la fuerza sísmica es un parámetro importante para definir el patrón debido a que está relacionado con niveles de ductilidad y el comportamiento modal. Éste se definió como la división de la fuerza en cada piso entre la masa asociada, normalizada por la máxima aceleración del terreno. En los resultados obtenidos del sismo de Northridge, para todos los sistemas estructurales de diferentes pisos, hubo magnificación de la aceleración; los datos incluían estructuras de concreto aperticadas con muros y estructuras en acero de cinco pisos o más. En un estudio posterior, encontraron que ni los códigos entre sí eran consistentes entre sí ya en algunos siempre se amplificaban las aceleraciones mientras en otros siempre se disminuían. Rodríguez et al (2002) concluyeron que esta alta variabilidad de resultados no permite implementar un acertado procedimiento de diseño para diafragmas basado en desempeño.

Posteriormente Rodríguez et al (2002), realizaron un estudio paramétrico para determinar computacionalmente la magnificación de la aceleración en una respuesta no-lineal concluyendo que la máxima amplificación de la aceleración en cubierta ocurre cuando la respuesta es elástica y ésta va disminuyendo a medida que la magnitud del registro aumenta, con lo cual afirmaron que por ende la demanda de ductilidad también crece. La demanda de ductilidad se define como la máxima ductilidad solicitada al sistema, es decir el valor del cociente entre la deformación última fuera del rango lineal y la máxima deformación elástica, lo que permite afirmar que el comportamiento en el rango inelástico es mayor (García, 1998). De esta manera es claro que hay una relación entre la demanda de ductilidad y el factor de magnificación. Además concluyeron que a medida que aumenta la respuesta inelástica, la relación entre el PSA (máxima aceleración en cubierta) y el PGA (aceleración máxima en la superficie del suelo estimada como la aceleración espectral correspondiente a un periodo de vibración igual a cero (NSR-10) solo tiene picos para los periodos que no son fundamentales, es decir que a medida que aumenta respuesta inelástica se excitan los modos superiores, y este cambio de respuesta elástica sucede drásticamente y rápidamente una vez se encuentre por fuera de este rango, reduciendo proporcionalmente las aceleraciones de piso. Finalmente se propone que para el diseño sistemas estructurales sometidos a aceleraciones en la base, se deben contemplar los desplazamientos relativos de la estructura con respecto a la base.

Convencionalmente, los códigos proponen construir un espectro de pseudo-aceleraciones, con las cuales se calculan las fuerzas máximas para cada estructura según su periodo estructural, lo cual a su vez se puede asociar directamente al desplazamiento relativo máximo. De esta manera, los códigos procuran arrojar resultados como fuerzas, ya que facilita el siguiente paso en el proceso de diseño.

A continuación se resume el procedimiento general para el cálculo de la distribución de fuerzas en altura para una estructura a partir de cinco metodologías usadas en la actualidad. Una vez descritas y expresadas las fórmulas se aplica sobre ocho prototipos de edificios previamente diseñados con sistemas de pisos conformados por losas alveolares pretensadas y prefabricadas, donde se varían parámetros determinados a partir de un estudio estadístico previo. Estos edificios se modelan en el rango elástico usando casos de carga espectrales y modales a través del software ETABS 9.7.2 para tomar los resultados y aplicar los cinco métodos descritos y obtener las fuerzas de diseño de los diafragmas. Luego, usando cuatro geometrías diferentes con diseños propios pero basados en el mismo estudio paramétrico de selección, se determinan las fuerzas de diseño en altura a partir de modelos más sofisticados que incluyen el comportamiento no lineal e inelástico contra el tiempo a través del programa PERFORM 3D para calcular nuevamente las fuerzas de diseño. Finalmente se concluye sobre la certeza de las metodologías propuestas en las normas actuales.



2 DESCRIPCIÓN DE LOS PROCEDIMIENTOS GENERALES PARA EL CÁLCULO DE LA DISTRIBUCIÓN EN ALTURA DE FUERZAS SOBRE EL DIAFRAGMA

2.1 Metodología

La ecuación de movimiento corresponde a:

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = -m \cdot \ddot{u}_g \quad (1)$$

donde $k \cdot u$ corresponde a la fuerza asociada al sistema estructural, $m \cdot \ddot{u}$ corresponde a la fuerza inercial, $c \cdot \dot{u}$ está asociada a disipación de sistema las cuales están en equilibrio con $-m \cdot \ddot{u}_g$, que corresponde a la aceleración del terreno. En los códigos actuales la fuerza sobre el diafragma se calcula a partir de la aceleración, es decir, a partir del primer término de la Ecuación (1), por lo cual el enfoque de este artículo será ese. En este orden de ideas el procedimiento general de los códigos es el siguiente:

1. Cálculo de las aceleraciones de piso
2. Cálculo de la masa aferente a cada piso
3. Cálculo de las fuerzas en cada piso

Los cinco métodos documentados corresponden al propuesto por la norma de diseño sismo resistente vigente en Colombia (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo-Resistente a la cual se hará referencia en adelante como NSR-10), al de la norma de cargas de Estados Unidos ASCE7/SEI-10 (a la cual se hará referencia en adelante como ASCE7), los métodos propuestos por Rodriguez, Restrepo y Carr First Mode Reduced Approach y Simplified First Mode Reduced Approach y al método citado por Flieshman en el Seismic Design Methodology Document for Precast Concrete Diaphragms que corresponde al Proposal IT06-001 de Gosh (a la cual se hará referencia en adelante como DSDM). Para cada uno se indicará el procedimiento previamente descrito.

2.2 Cálculo de las Aceleraciones de Piso

El procedimiento mencionado anteriormente es lo utilizado para el diseño de todos los elementos del sistema de resistencia a carga lateral y no aplica para los elementos no estructurales; sin embargo estos últimos también se ven sometidos a solicitaciones ante eventos sísmicos y deberían considerarse dentro del diseño. Paul, T. & Priestley, N. , (1992) propusieron hallar una ecuación con la cual se pudiera determinar la aceleración absoluta de cualquier grado de libertad i en un modo j en cualquier instante de tiempo t . La Ecuación 2 resume lo planteado.

$$a_i^j(t) = \varphi_i^j z^j(t) + a_g(t) \quad (2)$$

donde el primer término de la sumatoria corresponde al aporte de la estructura en función de las características modales φ y el vector de desplazamientos modales z y el segundo término es la aceleración del suelo (PGA). En el procedimiento tradicional de diseño, únicamente se pueden determinar los valores extremos de esta ecuación cuando el primer término es cero, y solo se tiene en cuenta el valor de la aceleración del suelo, o cuando el primero es uno, y se tiene en cuenta toda la respuesta de la estructura sumado al PGA. Por lo tanto no resulta clara la manera en que realmente se distribuye la aceleración, y qué porcentaje específicamente debe ser asignado a elementos como el diafragma, en este caso para su diseño. Tomando como base la anterior aclaración y por medio de una analogía de péndulo invertido, la NSR-10 plantea las Ecuaciones 3 y 4 para calcular las aceleraciones de piso (Jaramillo, 2003)

$$\ddot{u}_x = A_0 + \frac{S_a - A_0}{h_{eq}} h_x \rightarrow h_x \leq h_{eq} \quad (3)$$

$$\ddot{u}_x = \frac{h_x}{h_{eq}} S_a \rightarrow h_x \geq h_{eq} \quad (4)$$

donde A_0 es el PGA, S_a es la aceleración asociada al primer modo según el espectro, $h_{eq} = 0.75h_n$ siendo h_n la altura total del edificio y h_x la altura evaluada medida desde la base del edificio hasta el sitio de análisis x . El reglamento plantea que a medida que aumenta la altura del edificio, también aumenta el periodo fundamental, por lo tanto se incluye un factor k . Se ha determinado que entre mayor sea este valor, el error frente a un ensayo contra el tiempo aumenta, ya que se tiende a sobre estimar la aceleración absoluta hasta en un 80%.

Rodriguez, Restrepo y Carr (2002), proponen dos métodos para determinar la magnificación de las aceleraciones de piso, y asumiendo que el primer modo es el que mayor participación tiene en la respuesta por la masa que está asociada. La expresión es una combinación de aceleraciones modales usando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) que corresponde a la Ecuación 5, para calcular la aceleración en cubierta. Este es conocido como el First Mode Reduced Approach (al cual se hará referencia en adelante como FMRA).



$$\ddot{u}_n = \sqrt{\left[\Gamma_1 \phi_n^1 \frac{S_a(\xi_1, T_1)}{R} \right]^2 + \sum_{q=2}^r [\Gamma_q \phi_n^q S_a(\xi_q, T_q)]^2} \quad (5)$$

donde el primer término de la raíz es el aporte del primer modo siendo Γ_1 el factor de participación modal, ϕ_n^1 el vector de desplazamientos modales, S_a es la pseudo-aceleración dividida entre g asociada al primer modo según el espectro y R el coeficiente de disipación de energía asociado al sistema estructural; el segundo término es la sumatoria de todo los demás modos, que a diferencia del primero no va dividido por R , debido a que el fundamental es el modo que mayor disipación tiene. Para los otros niveles la aceleración se define en la Ecuación 6

$$\ddot{u}_x = \Omega_i A_0 \rightarrow \begin{cases} \Omega_o = \frac{\ddot{u}_n}{A_0} & 0.2 < \frac{h_x}{h_n} \leq 1 \\ \Omega_o = 5 \left(\frac{h_x}{h_n} \right) \left(\frac{\ddot{u}_n}{A_0} - 1 \right) + 1 & 0 \leq \frac{h_x}{h_n} \leq 0.2 \end{cases} \quad (6)$$

La misma referencia propuso el anterior método de manera simplificada, con el fin de utilizarlo en el procedimiento de diseño de forma más directa. Nuevamente se plantea una expresión análoga al anterior para determinar la expresión de la aceleración del suelo en el piso superior que se muestra en la Ecuación 7. Este es conocido como el Simplified First Mode Reduced Approach (al cual se hará referencia en adelante como SFMRA).

$$\ddot{u}_n = \sqrt{\left[\frac{\eta_1}{R} C_h \right]^2 + \eta_h^2 (\omega C_{ho})^2} \quad (7)$$

donde η_1 se ha determinado como 1.0 para estructura de 1 piso y 1.5 para las demás, $\eta_h = 0.53 \sqrt{\ln(n)}$ siendo n el número de pisos, $C_h = S_a(0.05, T_q)/g$, $C_{ho} = A_o/g$ y $\omega = C_h/C_{ho}$. Para los otros niveles la aceleración se define como en la Ecuación 6.

Adicionalmente en el documento DSDM, se plantea un procedimiento para la determinación de fuerzas con base en el proposal IT06-01. Al igual que los dos anteriores métodos se define una metodología para determinar la aceleración en diferentes niveles que corresponde a las Ecuación 8 y 9 que son el coeficiente de la aceleración de diseño para diafragmas en cubierta y en la altura analizada x , respectivamente

$$\ddot{u}_n = \sqrt{[\Gamma_{m1} \Omega_o C_s]^2 + [\Gamma_{m2} C_{s2}]^2} \quad (8)$$

donde C_s y C_{s2} son coeficientes de respuesta sísmica asociada al modo fundamental o superiores respectivamente y que dependen de múltiples valores directamente del ASCE 7-10 tales como el factor de importancia de la estructura, el número de pisos y la aceleración máxima asociada al periodo fundamental S_{DS} según el espectro, Γ_{m1} y Γ_{m2} son los factores de participación modal asociados a cada modo y Ω_o es el factor de sobre-resistencia.

$$\ddot{u}_x = 0.4 S_{DS} I_e \quad (9)$$

Finalmente la aceleración en el ASCE7-10 para el diseño de los diafragmas se calcula a partir de la Ecuación 10.

$$\ddot{u}_x = \frac{\sum_{x=i}^n F_x}{\sum_{x=i}^n W_x} \quad (10)$$

donde F_x es la fuerza en cada diafragma en el nivel x usando el método de fuera horizontal equivalente (FHE) que depende de la distribución en altura del cortante basal generado por la aceleración espectral incluyendo el factor R y $\sum_{x=i}^n W_x$ es la sumatoria del peso hasta el nivel analizado.

2.3 Cálculo de las Fuerzas de Diseño

En el caso de la NSR-10, una vez calculada la aceleración en cada nivel, se multiplica por el peso aferente al diafragma que se está considerando, con lo cual se hallan las fuerzas de diseño. Es importante recalcar que estas fuerzas no incluyen el factor R . De esta manera la expresión se resume en la Ecuación 11.

$$F_{px} = \ddot{u}_x \cdot W_{px} \quad (11)$$

donde W_{px} es la carga aferente al diafragma del piso x considerado y \ddot{u}_x es la aceleración de piso x dividido por g calculados en las Ecuaciones 3 y 4.



En el caso del FMRA y el SFMRA las fuerzas de diseño también se calculan a través de la Ecuación 11 a partir de las aceleraciones calculadas en las Ecuaciones 5 y 6 para el primer el primero, y Ecuaciones 7 y 6 para el segundo, donde ya se incluye el factor de disipación sísmica R desde el cálculo de las aceleraciones, el cual se aplica únicamente al primer modo, como se indicó previamente.

Para el DSDM, las fuerzas del diseño del diafragma se calculan con la expresión de la Ecuación 12 y a partir de las aceleraciones calculadas en las Ecuaciones 8 y 9, la cual incluye un factor R_s . Este factor, a diferencia del R previamente mencionado, depende directamente del sistema de piso utilizado, si el diseño está controlado por cortante o flexión y el tipo de sismo para el cual se está diseñando según el periodo de retorno. En la Tabla 1 se muestran los valores donde EDO corresponde a Elastic Design Option, BDO a Basic Design Option y RDO a Reduced Design Option.

$$F_{px} = \frac{u_x}{R_s} \cdot W_{px} \quad (12)$$

donde R_s corresponde al factor de reducción de la fuerza diseño de diafragmas que usualmente es menor a los valores convencionales de R , lo que significa que se contempla cierta ductilidad en el comportamiento sísmico del diafragma, sin tener en cuenta la ductilidad completa del resto del sistema de resistencia lateral, asociado directamente al material y al tipo de configuración.

Tabla 1: Valores del coeficiente de disipación sísmica R_s para el diseño de diafragmas del DSDM

Sistema de Diafragma		Controlado por Cortante	Controlado por Flexión
Concreto fundido in-situ diseñado de acuerdo al ACI 318	-	1.5	2
Concreto prefabricado diseñado de acuerdo a la sección 14.2.4 y al ACI 318	EDO	0.7	0.7
	BDO	1	1
	RDO	1.4	1.4

De igual manera, una vez establecida la distribución de la aceleración en altura, según el ASCE7-10 las fuerzas de diseño para el diafragma se calculan con la expresión de la Ecuación 11 con las aceleraciones calculadas en la Ecuación 10, el cual ya tiene implícito el factor R .

3 SELECCIÓN, DISEÑO Y DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS A ANALIZAR

Una vez determinados los métodos que se iban a utilizar, se realizó una recopilación de datos reales de 185 edificios construidos en Bogotá. Se garantizó que todas las estructuras tuvieran sistemas prefabricados de pisos. Con la base de datos completa se hizo una caracterización de la información parametrizando los factores más relevantes. Para todos los datos estadísticos se realizó una prueba de bondad de ajuste y se seleccionó la distribución de probabilidad que mejor representara cada distribución. Finalmente se escogieron los valores representativos de cada variable, basado en cierto cubrimiento porcentual de la distribución, enfatizando en que los valores seleccionados debían guardar relación con las características de un edificio real. Con base en las pruebas de bondad de ajuste se encontró que la distribución Log-normal presentaba el mejor ajuste para todos los casos, lo cual se reflejaba en que las variables se acumulaban en torno a un único valor (Hidalgo, 2013).

Se concluyó que la altura, la relación de aspecto y el número de líneas de resistencia a carga lateral eran los parámetros más decisivos. Para realizar el análisis lineal, tomando en cuenta estas variables, se diseñaron ocho plantas típicas y para el análisis no lineal se diseñaron otras cuatro. En la Tabla 2 se resumen los valores de la geometría de cada uno de estos prototipos. Para los modelos lineales fueron cuatro plantas características, y para cada planta se incluían dos estructuras, donde una tenía el punto fijo en el centro más pórticos en el resto de la planta y la otra tenía pórticos con muros perimetrales, o sistema combinado. Las plantas de los modelos no lineales incluían dos con punto fijo y pórticos y dos únicamente aporticados.



Tabla 2: Características geométricas de edificios diseñados

	Edificio	No de Pisos	Sistema Estructural	L (m)	l_i (m)	B (m)	b_i (m)	Relación de Aspecto
Modelos Lineales	1	5	Pórticos + Punto Fijo	54	9	18	6	0.5
	2	5	Pórticos + Punto Fijo	54	9	36	7.2	0.25
	3	11	Pórticos + Punto Fijo	54	9	18	6	0.5
	4	11	Pórticos + Punto Fijo	54	9	36	7.2	0.25
	5	5	Combinado	54	9	18	6	0.5
	6	5	Combinado	54	9	36	7.2	0.25
	7	15	Combinado	54	9	18	6	0.5
	8	15	Combinado	54	9	36	7.2	0.25
Modelos No-Lineales	9	5	Pórticos	46.2	6.6	26.4	6.6	1.75
	10	5	Pórticos	57.4	8.2	26.4	6.6	2.70
	11	5	Pórticos + Punto Fijo	44.4	7.4	26	5.2	2.43
	12	5	Pórticos + Punto Fijo	54	9.0	26	5.2	3.59

Con el fin de diseñar para una zona de amenaza sísmica alta se escogió Cali, específicamente la zona 4D de la microzonificación. El espectro se muestra en la Figura 1. La selección se hizo a partir de los siguientes criterios (Hidalgo, 2013):

1. Una zona de potencial crecimiento urbanístico a futuro.
2. Que existan o se planeen construir edificios de más de cinco pisos, alturas concordantes con las edificaciones seleccionadas para el estudio.
3. Un espectro de diseño suavizado y con una meseta prolongada que cubra el mayor número de periodos para que se magnifiquen con la máxima aceleración las estructuras escogidas.

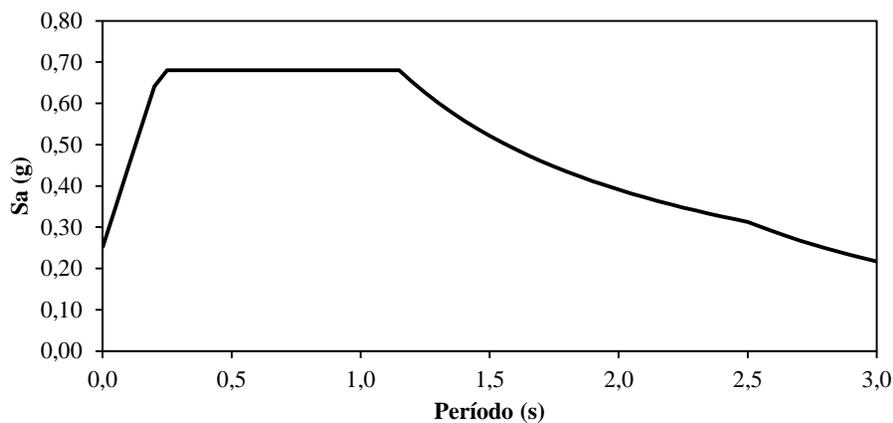


Figura 1: Espectro de diseño para los modelos.

4. RESULTADOS MODELOS ELÁSTICOS

Una vez diseñados los prototipos de las estructuras 1 a 8 descritos en la Tabla 2, se modelaron en el programa ETABS para obtener los resultados del comportamiento sísmico para un caso modal y espectral con el espectro de la Figura 1.

Primero se determinó la magnificación de la aceleración de piso normalizando éstos con respecto al PGA, el cual es constante ya que se toma del espectro seleccionado; en este caso el valor es de 0.28g. Los resultados se muestran en la Figura 2, donde los edificios se organizaron en parejas correspondientes a la misma planta estructural con diferente distribución de sistema de resistencia a carga lateral. Lo anterior aplica para todas las figuras de resultados de los modelos.



Las aceleraciones obtenidas por medio de los métodos del ASCE7-10, FMRA y SFMRA son comparables entre sí, al igual que el de la NSR-10 y el del DSDM, ya que los primeros ya están divididos por R y los segundos no. Los dos métodos propuestos por Restrepo et al (2002), siempre amplifican la aceleración de piso de manera constante a partir del 20% de la altura total, mientras que el método del ASCE7-10, de-amplifica la aceleración en toda la altura. Por otro lado, en lo propuesto por la NSR-10 se evidencia una clara tendencia a amplificar constantemente la aceleración en altura mientras que el DSDM mantiene constante el coeficiente de magnificación alrededor de uno, y en el 80% de la altura de la estructura amplifica la aceleración.

El siguiente paso es calcular las fuerzas de diseño de todos los edificios, lo cual se ilustra en la Figura 3. Las fuerzas de la NSR-10, siempre son las mayores ya que no está dividida por el factor R, y siempre tiene un comportamiento con pendiente positiva, con un punto de inflexión en el 80% de la altura de la estructura. En cuanto al FMRA y el SFMRA, ambos se comportan igual, siendo el método simplificado el más conservador, y por ende el de mayores fuerzas. Finalmente, el método del ASCE y el DSDM son completamente comparables, hasta el 80% de la altura donde el método del DSDM tiene un punto de inflexión y toma una pendiente positiva más pronunciada. Sin embargo, la diferencia entre los valores se debe a que el nuevo código utiliza un valor de R_s propio el cual es menor que el R de la estructura, lo cual amplifica los valores. En todos los casos, para todos los edificios en el último piso hay una reducción de las fuerzas debido a que el último piso pesa 80% del peso del resto de los niveles.

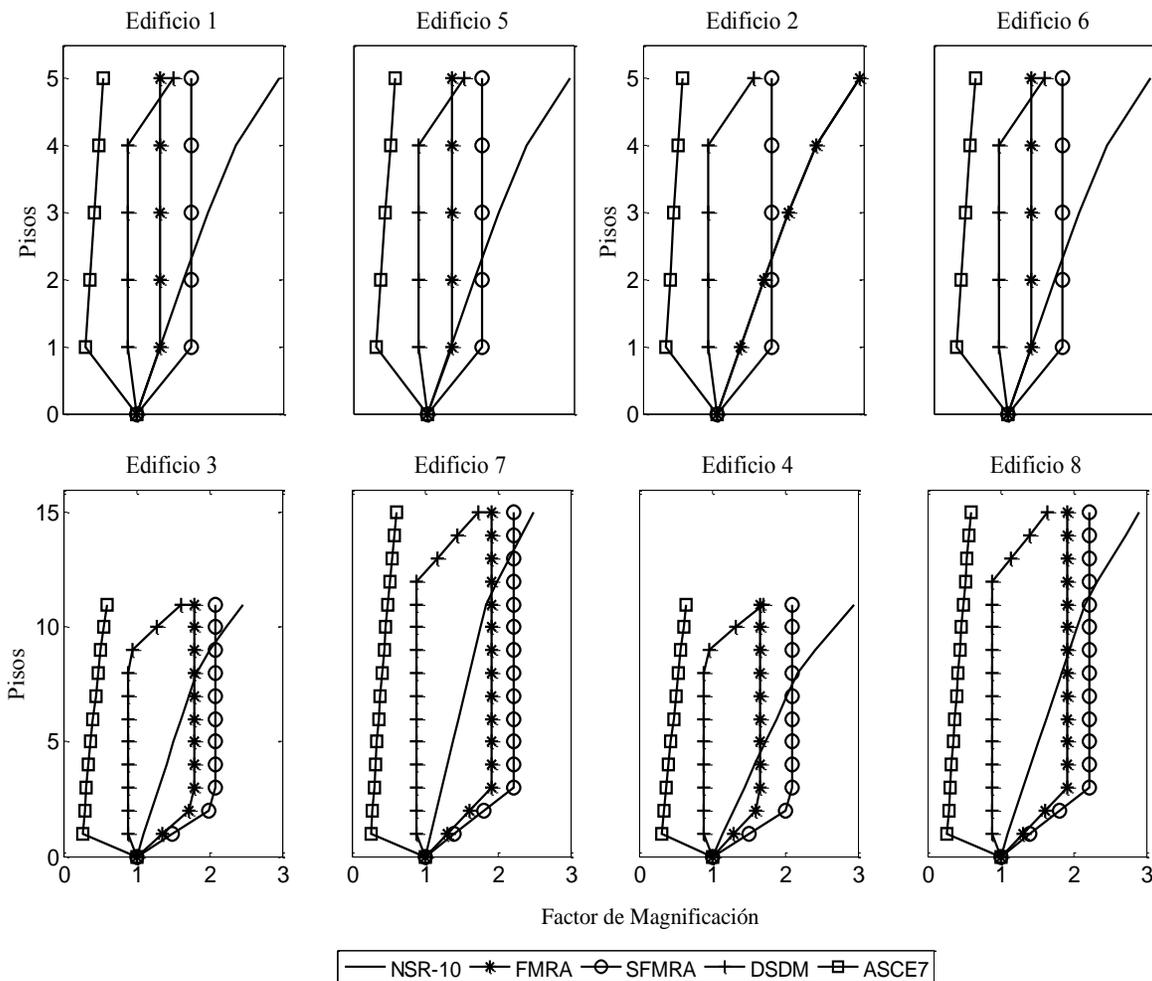


Figura 2: Magnificación de la aceleración en altura para los modelos 1 a 8.

El método del DSDM está basado en el artículo de Rodriguez et al (2002), luego existen tres metodologías para calcular la aceleración de piso del último nivel: FMRA (An), SFMRA (Cpn) y el DSDM (Cpx). Esta notación de aceleraciones corresponde a la inicialmente utilizada por los autores y se usa en este capítulo del artículo para facilitar su comparación. Como se observa en los resultados, de las tres metodologías, la que mayores valores arroja es la del modal simplificado (SFMRA) puesto que al ser un método simplificado alberga todas las posibilidades de edificaciones que existen. En este orden le sigue la metodología del modal directo (FMRA) (An) debido a que tiene en cuenta las formas y aceleraciones modales propias del edificio, siendo más exacto. Fi-



nalmente la que arroja los menores valores es la del proposal (DSDM) Cpx, puesto que dichas fuerzas son alternativas a las del capítulo 12.10 del ASCE por lo tanto deben dar un orden de magnitud similar. Por otro lado, la NSR-10 no es comparable con ningún método ya que no incluye el factor R en los cálculos. También se aclara que para el DSDM, al igual que para la NSR-10, la distribución de las fuerzas en altura es diferente a las que expone Rodriguez et al (2002) para An y Cpn.

Todas estas gráficas representan el comportamiento elástico de las estructuras y no contemplan la ductilidad en la respuesta del sistema. Además, con la excepción del FMRA y SMFRA, no se incluye el aporte de los modos superiores en la respuesta del diafragma. Por lo tanto, se podría concluir que los métodos que más se ajustan a la realidad son estos últimos, aunque requieren un mayor conocimiento del comportamiento modal de la estructura. Los periodos fundamentales en cada sentido son los que mayor energía disipan ya que son los modos con mayor masa asociada, lo que se refleja en la formación de rótulas, fisuras y en general degradación de la rigidez del sistema.

A pesar de que estos métodos son una buena aproximación al problema general, no hay que perder de vista que se basan en la aceleración y en el espectro de pseudo-aceleraciones que es válida únicamente para regiones del espectro de periodos cortos, donde la relación es congruente. Pero a medida que aumentan y el espectro es controlado por velocidad o por desplazamiento, esta ecuación no se puede utilizar y por ende ninguno de los métodos sería válido para estructuras altas muy flexibles y habría que considerar usar la otra expresión propuesta al principio de este artículo donde se incluyan todos los modos y el comportamiento no lineal de la estructura.

En las últimas aproximaciones referentes al diseño del diafragma se ha buscado integrar la capacidad de disipación del diafragma en el diseño, desacoplando las partes del mismo y teniendo como parámetro la magnitud del sismo, como se comentó previamente, lo cual está directamente ligado con la respuesta modal. Rodriguez et al (2002) concluyeron que para modos superiores, el factor de participación de estos aumenta proporcional a la demanda de ductilidad.

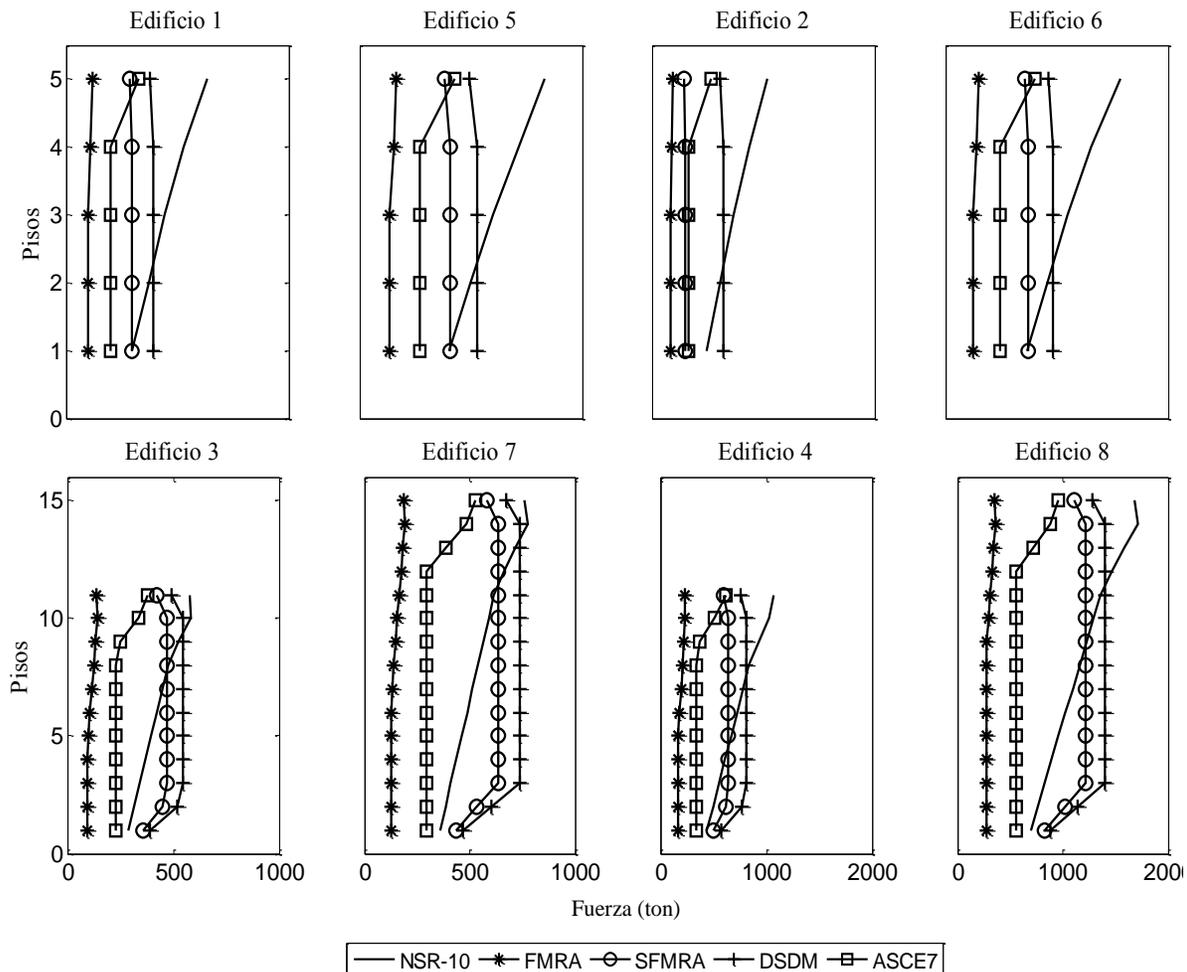


Figura 3: Distribución de fuerzas en altura para los modelos 1 a 8.



5. RESULTADOS MODELOS NO LINEALES

Los análisis no lineales contra el tiempo se realizaron para edificaciones con sistema estructural de pórticos en concreto reforzado resistentes a momento con una altura de cinco niveles. Las estructuras se sometieron a una serie de siete registros seleccionados y escalados por el método Modal Push-Over Scaling Procedure – MPS (Chopra, 2011). Los registros provienen de dos escenarios diferentes a saber: un escenario con tipo de falla superficial con rango de magnitudes M_w entre 5.0 y 5.5 y distancias a la falla R_{JB} de 0 a 30km y el otro escenario se definió utilizando registros con tipo de falla de subducción con rango de magnitudes M_w entre 7.2 y 7.6 y distancias a la falla R_{JB} de 120 a 160km, los cuales corresponden al espectro mostrado en la Figura 1. Los análisis se realizaron en el software PERFORM-3D incluyendo las características no lineales de la estructura tales como: rótulas plásticas en vigas, diagramas de interacción plásticos para columnas, pérdida de resistencia, degradación cíclica de rigidez, estados límites de esfuerzos e inelasticidad de los materiales. Para obtener los cortantes de piso se realizaron section cuts a través de la parte superior de las columnas que soportan al nivel adyacente a éstas, posteriormente se restaron los cortantes de piso de los dos niveles contiguos para así poder determinar la fuerza cortante en cada nivel. Finalmente se dividió la fuerza cortante calculada entre el peso propio de cada nivel para así obtener las aceleraciones de cada piso. Los resultados obtenidos de aceleraciones de piso se normalizaron con respecto al PGA con el fin de comparar los diferentes códigos de diseño evaluados en la sección cuatro. Los resultados se muestran en la Figura 4. Cabe aclarar que la normalización entre la sección cuatro y cinco fue diferente ya que para la primera la aceleración se obtuvo a partir de los métodos y se normalizó contra el PGA, mientras que en la segunda se obtuvo la fuerza directamente de los modelos de PERFORM-3D, se dividió entre la masa asociada para obtener la aceleración y ésta luego se normalizó con el PGA; esto explica por qué en la Figura 2 hay valores negativos y positivos, y en la Figura 5 siempre son uno o mayores.

Los métodos descritos por las normas de diseño NSR-10 y ASCE7 muestran un patrón de magnificación de la aceleración similar al primer modo fundamental de la respuesta dinámica de la edificación incrementándose la aceleración a medida que se avanza en altura. Dicha magnificación puede llegar a ser de un orden de tres veces la aceleración del terreno. Además en los métodos propuestos por Rodríguez y Restrepo (2002) en su versión directa FMR o simplificada SFMR proponen una aceleración constante desde $0.2h_i$ hasta la cubierta cuyo valor es igual a la aceleración en cubierta la cual es calculada asumiendo la acción inelástica de la estructura únicamente para el primer modo de vibración mientras que los demás modos participan elásticamente. Para los niveles comprendidos entre la base de la estructura y $0.2h_i$ existe una transición lineal desde el PGA hasta el valor de la aceleración en cubierta. Por otro lado, el método desarrollado en DSDM mantiene un patrón de aceleración constante desde la base hasta $0.8h_i$ cuyo valor es igual al PGA de la estructura y únicamente existe una amplificación para los últimos niveles comprendidos entre $0.8h_i$ y la cubierta, a su vez se observa que el valor de aceleración en cubierta calculado por DSDM es claramente superior a los valores calculados por FMR y SFMR. En general los resultados obtenidos sugieren un comportamiento de la aceleración de piso constante en toda la altura de la edificación sin incrementos significativos de un nivel a otro como lo proponen los métodos de FMR, SFMR y DSDM. El valor de aceleración en cubierta obtenido de los análisis dinámicos se encuentran bajo el nivel de aceleración en cubierta calculado por el método de SFMR y solo en algunos casos la aceleración en cubierta supera la aceleración calculada por este método. Sin embargo, en ningún caso la aceleración en cubierta de los modelos realizados supera la aceleración calculada por el método del DSDM. De igual manera, los valores de aceleración obtenidos por las normas de diseño NSR-10 y ASCE7 exceden los valores obtenidos de los resultados de los análisis dinámicos por un factor de 2 o más, dicha magnificación deja entrever que los códigos actuales son extremadamente conservadores a la hora de calcular las fuerzas de diseño de los diafragmas. Finalmente, la aceleración constante igual al PGA hasta $0.8h_i$ propuesta por el método DSDM evidencia una subestimación de la aceleración de piso puesto que en los resultados de los análisis dinámicos siempre se evidenció una magnificación de la aceleración, sin embargo el valor de aceleración en cubierta calculado por este método envuelve en la totalidad de los casos las aceleraciones obtenidas incluyendo sus desviaciones estándar.

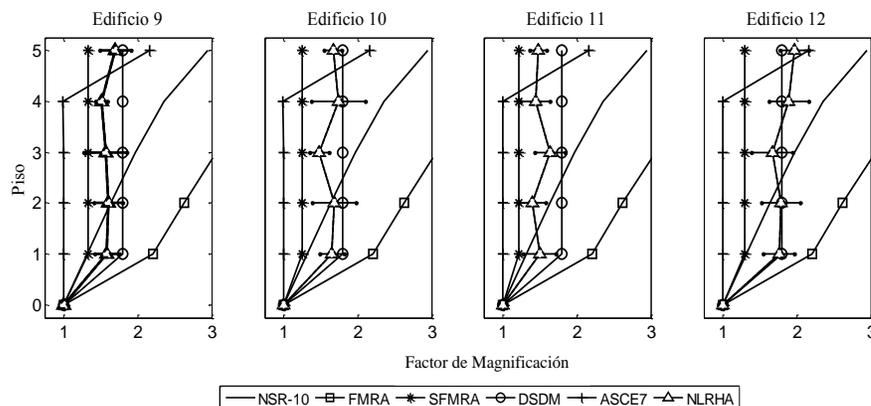


Figura 4: Magnificación de la aceleración en altura para los modelos 9 a 12.



CONCLUSIONES

A partir de los resultados presentados previamente se puede concluir lo siguiente:

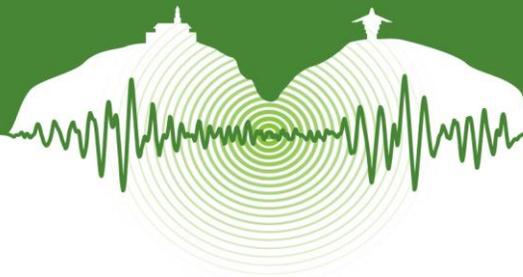
- (1) Las ecuaciones especificadas en los códigos de diseño para la fuerza en el diafragma (NSR-10, ASCE7) no muestran consenso en magnitud y distribución de las fuerzas /aceleraciones de diseño, como se observa en las Figuras 2 y 3.
- (2) De igual manera, las metodologías más recientes (FMRA, SMFRA, DSDM) a pesar de incluir mayor número de parámetros de entrada, no muestran concordancia en los resultados entre sí, ni con las tradicionales.
- (3) Los análisis contra el tiempo de los modelos no lineales indican que los métodos propuestos por Rodríguez et al (2002), (FMRA y SMFRA) son los que mejor se ajustan a los resultados obtenidos. Sin embargo, falta evaluar la pertinencia de esta distribución de fuerzas en altura como valores puntuales, para la posterior distribución de fuerzas en planta y finalmente, el diseño estructural del diafragma.
- (4) Independientemente del perfil de aceleraciones existe un valor límite o de referencia el cual corresponde a la aceleración en cubierta, Rodríguez et al (2002) y DSDM han propuesto métodos simplificados para calcular dichos valores evitando la elaboración de modelos analíticos complejos, una vez más se encuentran los parámetros relativos al sistema estructural y al coeficiente de disipación de energía implícitos en dichos métodos lo cual sugiere que el cálculo de aceleración en cubierta bajo una breve ecuación no gobierna todo el rango de posibilidades de edificaciones reales, por consiguiente es necesario un mayor número de investigaciones que permitan incluir dichos parámetros. Sin embargo para los edificios analizados en el presente estudio el valor de aceleración en cubierta concuerda con los resultados obtenidos de los modelos inelásticos evidenciando un avance en la simplificación de este parámetro en aras de incluirse en los códigos de diseño.
- (5) Los autores en DSDM han incluido un coeficiente de disipación de energía propio para el diseño del diafragma el cual difiere del utilizado en el diseño de toda la estructura, dicho coeficiente abre las puertas para explorar la interacción que existe entre el diafragma y el sistema principal de resistencia sísmica así como el nivel de diseño y grado de desempeño del diafragma ante excitaciones sísmicas.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el patrocinio del Colciencias para el desarrollo del proyecto No. 1204-562-Estudio del Comportamiento Sísmico de Placas Alveolares como Sistema de Diafragma de Piso. Además se quiere extender el agradecimiento a todo el grupo de trabajo del Laboratorio de Modelos Estructurales y el Centro de Investigaciones en Materiales y Obras Civiles (CIMOC) de la Universidad de los Andes.

REFERENCIAS

- AIS. 2010. *Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10*. Colombia.
- ASCE. 2010. *ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and other structures*. E.E.U.U.
- Chopra A. and Reyes, J.C. 2011. Three-dimensional modal pushover analysis of buildings subjected to two components of ground motion, including its evaluation for tall buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics U.S.A.* pp 789-806
- Fleishman, R. 2014. *Seismic design methodology document for precast concrete diaphragms*. DSDM. U.S.A.
- García, L.E., 1998. *Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico*. Universidad de los Andes. Colombia.
- Gardiner, D.R., Bull, D.K. and Carr, A.J, 2008. *Internal Forces of concrete floor diaphragms in multi-storey buildings*. ZSEE Conference. New Zealand.
- Hidalgo, V. 2013 *Determinación de la demanda sísmica en diafragmas*. Universidad de los Andes. Colombia.
- Hawkins, N. and Ghosh, S. 2000. Proposed revisions to 1997 NEHRP recommended provisions for seismic regulations for precast concrete structures. Part 3 - Diaphragms. *PCI Journal*. U.S.A.
- Jaramillo, J.D. 2003. Evaluación aproximada de la aceleración absoluta para una forma modal en sistemas de múltiples grados de libertad. *Revista de Ingeniería Sísmica*. N° 69, pp. 73-92.
- Moehl, J.P. et al. 2010. *Seismic Design of Cast in Place Concrete, Diaphragms, Chords and Collector: A guide for practicing engineers*. NEHRP Seismic Design Technical Brief No.3. U.S.A.
- Paulay, T and Priestley, M.J.N. 1992. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, John Wiley and Sons.
- Rodríguez, M.E., Restrepo, J.I. and Carr, A.J. 2002. Earthquake-induced floor horizontal accelerations in buildings. *Earthquake engineering and structural dynamics*. U.S.A, pp 693-718.



Período fundamental experimental de vibración de edificios de muros estructurales en la ciudad de Cali

Experimental fundamental period of shear-wall buildings in Cali

Sebastián Castellanos^{1*+}, Alejandro Cruz^{2*}, Johannio Marulanda^{2*} y Peter Thomson^{3*}

¹Estudiante de Maestría, Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, Universidad del Valle., Cali, Colombia

²Profesor Asistente, Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, Universidad del Valle., Cali, Colombia

³Profesor Titular, Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, Universidad del Valle., Cali, Colombia

*Grupo de Investigación en Ingenierías Sísmica, Eólica, Geotécnica y Estructural (G-7)

RESUMEN

Dentro de los códigos de diseño estructural el cálculo de la fuerza sísmica es función del periodo fundamental de la estructura, este define la aceleración espectral y la cortante de base dependiendo de su ubicación dentro del espectro de diseño; por lo tanto, una caracterización incorrecta del periodo fundamental de vibración conlleva a una mala valoración de la fuerza sísmica, lo que en regiones de zonas de amenaza sísmica alta puede ser lamentable. Durante la etapa de diseño es posible predecir el periodo fundamental usando un análisis de valores propios de modelos estructurales o ecuaciones empíricas proporcionadas en los códigos de diseño; sin embargo, los valores estimados son aproximaciones que pueden distar significativamente del valor real de la estructura debido a las hipótesis y simplificaciones de parámetros que se tienen en cuenta para la construcción de un modelo o a factores que no son tenidos en cuenta dentro de las ecuaciones empíricas dadas en los códigos de diseño. Una vez construida la edificación, es posible medir las características dinámicas reales usando pruebas dinámicas en sitio, información con la cual es posible evaluar la diferencia entre los valores analíticos y los experimentales. Este artículo describe la evaluación experimental del periodo fundamental de 20 edificios de muros estructurales en la ciudad de Cali usando pruebas de vibración ambiental y dos métodos de identificación modal, presenta la comparación entre métodos y de los resultados experimentales con las ecuaciones empíricas provistas por diferentes códigos de construcción y artículos revisados en la literatura en los cuales se relaciona el periodo en función de la altura de la edificación y el sistema estructural de la misma. Adicionalmente se propone una ecuación con base en los resultados experimentales para estimar de forma más precisa el periodo fundamental de edificios de muros estructurales en función de la altura de la edificación.

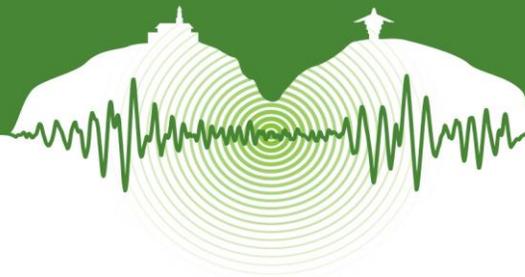
Palabras clave: Identificación modal, pruebas de vibración ambiental, periodo fundamental, Edificios de muros estructurales.

ABSTRACT

In building codes the seismic force is function of the structure's fundamental period, it defines the spectral acceleration and the base shear depending on its location within the design spectrum; therefore, a wrong characterization of the fundamental period of vibration leads to poor assessment of the seismic force, which in high seismic hazard regions may be regrettable. During the design stage it is possible to predict the fundamental period using an eigenvalue analysis of structural models or empirical equations provided in building codes; however, the estimated values are approximations that may differ from the actual value of the structure due to the assumptions and simplifications taken account for model construction or factors that are not taken account in empirical equations given in the building codes. Once the building is constructed, it is possible to measure the actual dynamic properties using dynamic tests at site, with this information is can be evaluated the difference between the analytical and experimental values. This paper describes the experimental evaluation of the fundamental period of 20 shear wall buildings in Cali using ambient vibration tests and two modal identification methods. It compare the experimental results given by the two methods and analytical values obtained from empirical equations provided by buildings codes and papers reviewed in the literature in which the fundamental period is related to height and structural system. Additionally, an equation is proposed based on the experimental results to estimate more accurately the fundamental period of shear wall buildings as a function of building height.

Keywords: Modal identification, ambient vibration test, fundamental period, shear walls buildings.

+ sebastian.castellanos@correounivalle.edu.co



1 INTRODUCCIÓN

El período fundamental de vibración en una edificación constituye un parámetro primordial para el cálculo de la fuerza sísmica en el diseño sismo resistente, definiendo la aceleración espectral y la cortante en la base del edificio. Los códigos de construcción establecen ecuaciones para el cálculo del período fundamental de vibración, las cuales expresan el periodo en función del sistema constructivo, la altura o el número de pisos de la edificación. Sin embargo, estas ecuaciones son aproximaciones del valor real de la estructura y puede haber diferencias significativas con respecto al valor de la estructura construida. El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 tiene una ecuación empírica para estimar de forma aproximada el periodo de vibración T_a para edificios de muros estructurales; en Cali, este es el sistema estructural más usado para edificios de baja y mediana altura, en el que las cargas verticales son resistidas por muros de carga y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales (AIS, 2010), sin embargo esta ecuación empírica no refleja el comportamiento real de este tipo de edificaciones (Coral, 2014) (Rengifo, 2012). En consecuencia, es importante obtener datos experimentales que permitan obtener ecuaciones más acertadas para la determinación del periodo fundamental de vibración de este tipo de estructuras. En este trabajo se estimó el periodo fundamental de vibración de edificios de muros estructurales de la ciudad de Cali usando técnicas de identificación modal basadas en vibración ambiental, esta información es comparada con las ecuaciones empíricas provistas por diferentes códigos de construcción y con ecuaciones de artículos revisados en la literatura, adicionalmente se propone una ecuación para calcular el periodo de este tipo de edificaciones con base en los resultados experimentales con el objetivo de obtener periodos más cercanos a las condiciones reales de las estructuras de la ciudad.

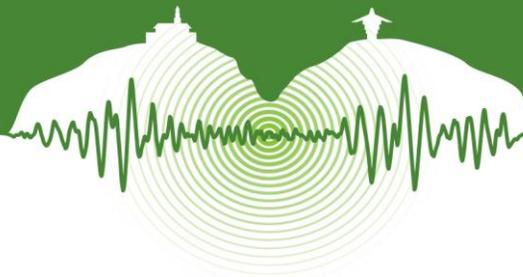
2 ENSAYOS EXPERIMENTALES

2.1 Descripción de los edificios

Se identificó el periodo fundamental de 20 edificios de muros estructurales. La selección se realizó en las zonas de Cali donde existieran edificaciones de muros estructurales con diferente sistema constructivo y altura. La identificación fue limitada a los edificios donde el acceso fue permitido por los propietarios y/o compañías constructoras. La Tabla 1 muestra el nombre de la edificación, el número de pisos, la altura y su sistema constructivo.

Tabla 1: Descripción de los edificios

Nombre del Edificio	Numero de Pisos	Altura (h) m	Sistema Constructivo	Tipo de Configuración
Portal de Lili	12	28.8	Concreto fundido en sitio	1
Capri 75	5	12	Concreto fundido en sitio	1
Samanes de la martina	5	12	Mampostería Estructural	1
Multicentro9	4	9.6	Concreto fundido en sitio	1
Castilla Grande T. A	7	16.8	Concreto Pre fabricado	2
Portón de Asturias T. C	5	12	Concreto fundido en sitio	2
Parque de alcázar T. D	5	12	Mampostería Estructural	1
Alameda de Lili T. A	9	21.6	Concreto Pre fabricado	2
Gualanday plaza T. 7	6	15.5	Columnas de Concreto, placa de transferencia, muros de concreto fundido en sitio	1
Torres de Santorino T. B	7	16.8	Concreto fundido en sitio	2
Torres de Comfandi L4	5	12.25	Sin definir	1
Mirador de Terrazas	12	28.8	Concreto fundido en sitio	2
Antonio Nariño T. 1	4	9.3	Mampostería Estructural	2
Iguaque T. 2-3	8	20.8	Concreto fundido en sitio	1
Encinar D1	5	11.95	Mampostería Estructural	2
PIO XII	12	29.4	Concreto fundido en sitio	2
Alameda del Palmar	5	12	Mampostería Estructural	2
Flor de Caña T. C	10	25.1	Mampostería Estructural	2
Guadalupe Alto	5	12.5	Mampostería Estructural	2
Farallones Bocha T. B	5	12.5	Concreto fundido en sitio	2



2.2 Descripción de los ensayos

Las pruebas de vibración ambiental consistieron en medir la aceleración horizontal en el primer y último piso de cada edificio. Para determinar las primeras frecuencias naturales sin determinar la forma modal es suficiente con tener registros de vibración en el piso más alto de la estructura (Hegde & Sinha, 2009) donde ocurren las amplitudes más altas de vibración (Oliveira & Navarro, 2010; Pan et al., 2014). Estas pruebas se hicieron en dos configuraciones diferentes usando acelerómetros sísmicos WR-731A, estos sensores tienen un rango de aceleración de ± 0.5 g y un rango de frecuencia de 0.05 a 450 Hz (± 3 dB). En la configuración tipo 1 se usaron cinco sensores, dos sensores en el primer piso localizados en una esquina de la estructura en direcciones ortogonales, otros dos sensores en el último piso y un quinto sensor, también en el último piso, en la esquina opuesta de los otros dos. En la configuración tipo 2 se usaron cuatro sensores, dos sensores en el primer piso localizados cerca al punto fijo del edificio en direcciones ortogonales y otros dos en el último piso, esta configuración fue usada debido a las limitaciones dadas por la ocupación de la edificación. La Tabla 1 muestra la configuración utilizada en cada edificio.

3 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

La determinación del periodo fundamental de vibración de los edificios se realizó usando dos técnicas de identificación modal basadas en vibración ambiental. Técnica de detección de picos (PP) e Identificación del Sub-espacio Estocástico (SSI).

3.1 Técnica de detección de picos (PP)

La técnica de detección de picos es el método más simple conocido para la identificación de parámetros modales de estructuras civiles sujetas a vibraciones ambientales. La técnica está basada en el hecho de que la función de respuesta en frecuencia presenta valores pico alrededor de las frecuencias naturales. La frecuencia a la cual este valor pico se presenta es un buen estimativo de la frecuencia natural del sistema. En el contexto de registros de vibración ambiental, las funciones de respuesta en frecuencia son remplazadas por los auto espectros de las salidas ambientales (Bendat & Piersol, 2013). De esta manera las frecuencias naturales son determinadas por simple observación de los picos en una gráfica de densidad espectral de potencia. Las densidades espectrales de potencia se obtiene básicamente convirtiendo las aceleraciones obtenidas al dominio de frecuencias usando una transformada de Fourier discreta (DFT) (Ren & Zong, 2004).

Durante la determinación del periodo fundamental de los edificios usando la técnica de detección de picos se realizó un proceso de estabilización de resultados, el cual consistió en variar los parámetros en la transformada de Fourier discreta para observar cambios en las frecuencias identificadas y promediando los valores encontrados. Los parámetros modificados fueron el número de puntos en la transformada de Fourier y el tamaño de la ventana de 128 a 4096 puntos, y el traslape de la ventana en 50% y 75% de su tamaño.

3.2 Identificación del Sub-espacio Estocástico (SSI)

Los algoritmos de identificación del subespacio se basan en tres suposiciones básicas: i) el sistema se comporta en su rango lineal, ii) el sistema es invariante en el tiempo, y iii) la excitación de entrada es una realización de un proceso estocástico con comportamiento de ruido blanco gaussiano y no correlacionada con la respuesta del sistema (Hermans & Van Der Auweraer, 1999). Los algoritmos calculan las propiedades dinámicas del sistema (i.e. frecuencias naturales, formas modales y razones de amortiguamiento) a partir de una representación en el espacio de estados. Si la excitación de entrada del sistema no puede ser medida y es estocástica, el algoritmo es llamado Identificación del Sub-espacio Estocástico (SSI). El método SSI ha probado ser una herramienta simple y confiable para identificación modal (Peeters & De Roeck, 2001) y ha sido usado exitosamente en aplicaciones industriales (Andersen & Brincker, 1999), y monitoreo de infraestructura civil (Giraldo et al., 2009), entre otras aplicaciones.

El funcionamiento de SSI se resume en los siguientes pasos: construir una matriz Hankel de bloques con los datos de la respuesta de vibración del sistema; dividir la matriz en dos componentes: “pasado” y “futuro”; calcular la proyección ortogonal del componente futuro en el componente pasado; aplicar la descomposición en valores singulares a la proyección y, con las matrices de la factorización, calcular una matriz de observabilidad que, en una representación de espacio de estados, es función de la matriz de estados y de la matriz de salida; finalmente, los valores propios de la matriz de estados contienen información de las frecuencias naturales y razones de amortiguamiento del sistema, y los vectores propios operados sobre la matriz de salida resultan en los modos de vibración. El trabajo realizado por Van Overschee and De Moor (2011) presenta un soporte matemático para los algoritmos de identificación del sub-espacio.



3.3 Criterio de Aseguramiento Modal (MAC)

El Criterio de Aseguramiento Modal (MAC) es un indicador estadístico que expresa el grado de coherencia entre formas modales. Está basado en el análisis de regresión lineal empleando mínimos cuadrados; es más sensible a diferencias grandes y relativamente sensible a las pequeñas. El MAC se limita entre 0 y 1, donde 1 indica formas modales totalmente consistentes y 0 indica que los modos son diferentes (Pastor et al., 2012).

Durante la determinación del periodo fundamental usando SSI, se realizó un proceso de estabilización que consistió en dos fases: agrupación y eliminación. El proceso de agrupar se hizo promediando frecuencias similares con una variación máxima en el valor de frecuencia natural de 10% y valores de MAC entre modos asociados a las frecuencias identificadas mayor que 0.90. El proceso de eliminación descarta modos basado en los siguientes criterios: si la frecuencia es negativa, cero, o igual o mayor que la mitad de la frecuencia de muestreo, y cuando los modos tengan amortiguamiento negativo (modos inestables).

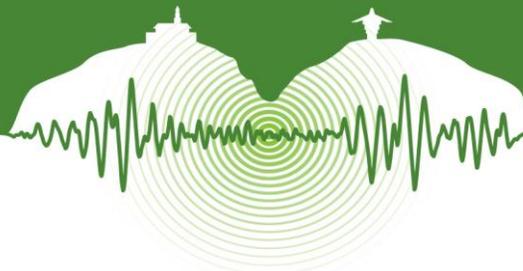
4 RESULTADOS

4.1 Identificación del periodo fundamental

El periodo fundamental de cada edificio fue determinado usando las técnicas de identificación modal descritas: PP y SSI, definiéndolo como el valor inverso de la menor frecuencia identificada. La Tabla 2 resume los valores encontrados para cada estructura y muestra que las técnicas tienen resultados similares. La máxima variación entre métodos es 11.61%.

Tabla 2: Periodos Fundamentales Experimentales

Nombre del Edificio	Técnica de Identificación		Diferencia entre métodos
	PP T (s)	SSI T (s)	
Portal de Lili	0.669	0.671	0.27%
Capri 75	0.230	0.220	4.60%
Samanes de la martina	0.210	0.207	1.24%
Multicentro9	0.136	0.135	0.82%
Castilla Grande T. A	0.365	0.368	0.80%
Porton de Asturias T. C	0.205	0.206	0.57%
Parque de Alcázar T. D	0.228	0.221	3.17%
Alameda de Lili T. A	0.463	0.463	0.05%
Gualanday plaza T. 7	0.232	0.253	8.24%
Torres de Santorino T. B	0.304	0.295	2.95%
Torres de Comfandi L4	0.269	0.268	0.62%
Mirador de Terrazas	0.628	0.629	0.19%
Antonio Nariño T. 1	0.177	0.201	11.61%
Iguaque T. 2-3	0.364	0.368	1.16%
Encinar D1	0.258	0.257	0.39%
PIO XII	0.663	0.664	0.13%
Alameda del Palmar	0.216	0.218	1.36%
Flor de Caña T. C	0.470	0.468	0.33%
Guadalupe Alto	0.210	0.211	0.19%
Farallones Bocha T. B	0.222	0.225	1.42%



4.2 Comparación con códigos de construcción y artículos científicos

En la Figura 1 se comparan los resultados obtenidos experimentalmente mediante la técnica SSI con las ecuaciones provistas por: Hong and Hwang (2000), Gallipoli et al. (2009), Michel et al. (2010), Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 y Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.030 Diseño Sismoresistente del Perú. La Tabla 3 resume la fuente y la ecuación propuesta.

Tabla 3: Ecuaciones propuestas en la literatura

Fuente	Ecuación
Hong and Hwang (2000)	$T = 0.0294 * h^{0.804}$ (1)
Gallipoli et al. (2009)	$T = 0.016 * h$ (2)
Michel et al. (2010)	$T = 0.013 * h$ (3)
NSR-10	$T = 0.049 * h^{0.75}$ (4)
E.030	$T = h/60$ (5)

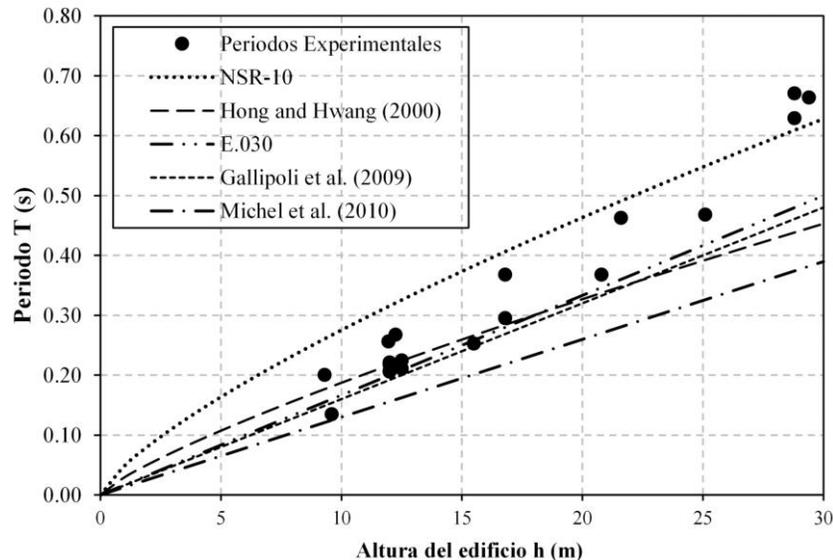


Figura 1: Resultados Experimentales vs. Ecuaciones Propuestas.

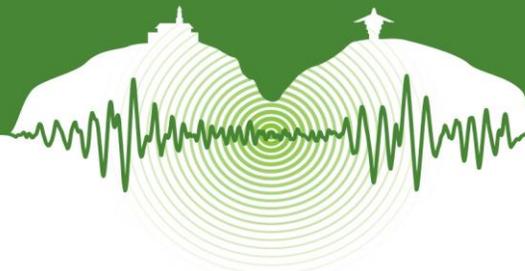
La comparación muestra que la mayoría de los resultados experimentales sobrepasan las ecuaciones propuestas en la literatura, sin embargo, al realizar la comparación con la ecuación proporcionada por el NSR-10, los periodos empíricos dados por esta ecuación son estimaciones mucho más altas para los edificios de baja y mediana altura (entre 4 y 8 pisos).

4.3 Comparación entre resultados experimentales y el NSR-10

Las diferencias entre los valores de la Ecuación 4 y los valores experimentales fueron calculadas usando la Ecuación 7.

$$\text{dif}(\%) = \frac{|T_a - T_e|}{T_a} * 100 \quad (7)$$

donde T_a y T_e son los periodos fundamentales analíticos dados por la ecuación provista por el NSR-10 (Ecuación 4) y experimentales para cada edificio, respectivamente. La Tabla 4 muestra la comparación entre los resultados experimentales y los provistos por la Ecuación 4. Las diferencias máximas y mínimas entre los valores teóricos y experimentales obtenidos son 3.3% y 49.5%, respectivamente. Las diferencias pueden deberse a que los resultados obtenidos en este trabajo fueron basados en vibraciones ambientales y la ecuación del NSR-10 fue obtenida basada en vibraciones sísmicas (Goel & Chopra, 1998; ATC3-06, 1978; Federal Emergency Management Agency –FEMA–, 2006). Sin embargo, la ecuación del NSR-10 está formulada para estimar los valores



de periodo elástico de forma conservadora (FEMA, 2006). De esta manera, el valor de T_a debería ser menor que el periodo fundamental de vibración de la estructura construida (ATC3-06, 1978).

Tabla 4: Comparación entre los valores analíticos del NSR-10 y experimentales

Nombre del edificio	Periodo Analítico T_a (s)	Periodo Experimental T_e (s)	Diferencia
Portal de Lili	0.609	0.671	10.10%
Capri 75	0.316	0.220	30.36%
Samanes de la martina	0.316	0.207	34.42%
Multicentro9	0.267	0.135	49.49%
Castilla Grande T. A	0.407	0.368	9.42%
Porton de Asturias T. C	0.316	0.206	34.83%
Parque de alcazar T. D	0.316	0.221	29.94%
Alameda de Lili T. A	0.491	0.463	5.70%
Gualanday plaza T. 7	0.383	0.253	33.91%
Torres de Santorino T. B	0.407	0.295	27.35%
Torres de Comfandi L4	0.321	0.268	16.55%
Mirador de Terrazas	0.609	0.629	3.31%
Antonio Nariño T. 1	0.261	0.201	23.14%
Iguaque T. 2-3	0.477	0.368	22.82%
Encinar D1	0.315	0.257	18.52%
PIO XII	0.619	0.664	7.33%
Alameda del Palmar	0.316	0.218	30.84%
Flor de Caña T. C	0.549	0.468	14.80%
Guadalupe Alto	0.326	0.211	35.26%
Farallones Bocha T. B	0.326	0.225	31.00%

4.4 Ecuación propuesta con base en los resultados experimentales

Con base en los periodos determinados para los 20 edificios, se propone una ecuación basada en un modelo de regresión lineal, para estimar el periodo fundamental de edificios de muros estructurales. La ecuación obtenida se muestra en la Figura 2 con su respectivo coeficiente de regresión R^2 .

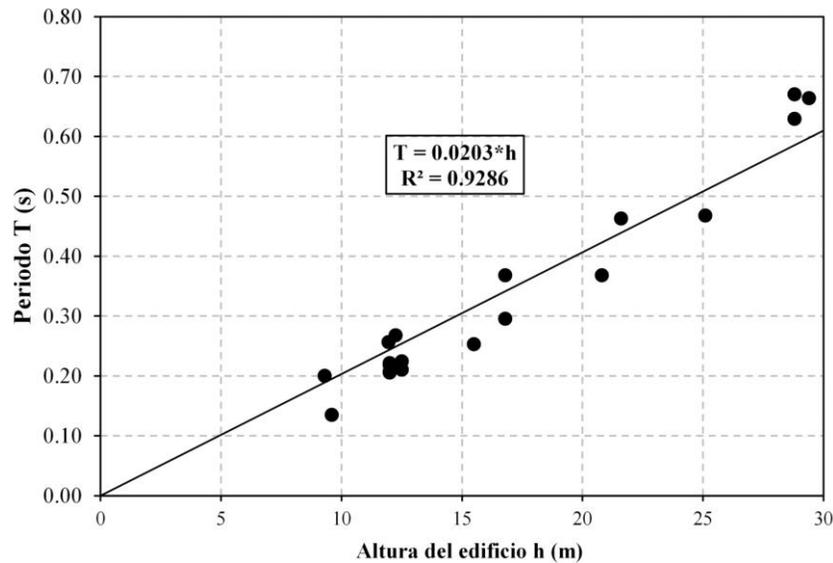
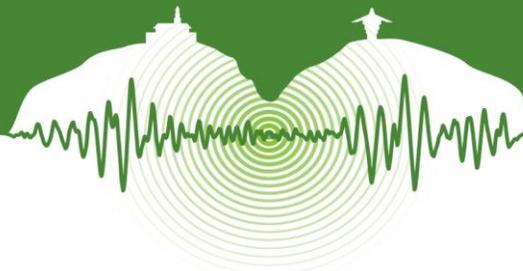


Figura 2: Ecuación propuesta con base en los resultados experimentales.



La Tabla 5 muestra la comparación entre los resultados experimentales y la ecuación propuesta en este artículo. Se obtuvo la diferencia usando la Ecuación 7, en este caso T_a corresponde a los periodos fundamentales analíticos dados por la ecuación propuesta. Las diferencias máximas y mínimas son 5.6% y 30.4%, respectivamente.

Tabla 5: Comparación entre los valores experimentales y la ecuación propuesta

Nombre del edificio	Periodo Analítico T_a (s)	Periodo Experimental T_e (s)	Diferencia
Portal de Lili	0.585	0.671	14.72%
Capri 75	0.244	0.220	9.68%
Samanes de la martina	0.244	0.207	14.96%
Multicentro9	0.195	0.135	30.73%
Castilla Grande T. A	0.341	0.368	8.00%
Porton de Asturias T. C	0.244	0.206	15.48%
Parque de alcazar T. D	0.244	0.221	9.14%
Alameda de Lili T. A	0.438	0.463	5.58%
Gualanday plaza T. 7	0.315	0.253	19.60%
Torres de Santorino T. B	0.341	0.295	13.38%
Torres de Comfandi L4	0.249	0.268	7.67%
Mirador de Terrazas	0.585	0.629	7.64%
Antonio Nariño T. 1	0.189	0.201	6.24%
Iguaque T. 2-3	0.422	0.368	12.77%
Encinar D1	0.243	0.257	5.78%
PIO XII	0.597	0.664	11.26%
Alameda del Palmar	0.244	0.218	10.31%
Flor de Caña T. C	0.510	0.468	8.12%
Guadalupe Alto	0.254	0.211	16.89%
Farallones Bocha T. B	0.254	0.225	11.42%

CONCLUSIONES

Se desarrolló, con base en resultados experimentales, una ecuación para estimar el periodo fundamental de edificios de muros estructurales de la Ciudad de Cali (Fig. 2). Los periodos fundamentales fueron identificados usando dos metodologías diferentes basadas en vibración ambiental, las cuales mostraron resultados similares con una diferencia máxima del 11.61%. Los resultados experimentales fueron comparados con ecuaciones de artículos revisados en la literatura y ecuaciones empíricas provistas por diferentes códigos de construcción. La mayoría de los resultados experimentales sobrepasan los valores dados por las ecuaciones de la literatura revisada. Al realizar la comparación con la ecuación proporcionada por el NSR-10, los periodos empíricos dados por esta ecuación son estimaciones mucho más altas para los edificios de baja y mediana altura, mostrando diferencias hasta de 50%. Se formuló una ecuación lineal con base en los periodos experimentales que muestra un coeficiente similar a las otras ecuaciones lineales citadas. Con esta nueva ecuación se calcularon nuevamente los valores analíticos y se compararon con los valores experimentales mostrando menores errores para la mayoría de edificaciones.

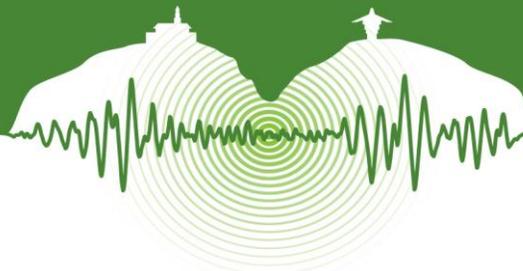
AGRADECIMIENTOS

Este proyecto fue financiado por la Universidad del Valle mediante la convocatoria interna 2012-2 C.I. 2708. Los autores agradecen a la Universidad por este apoyo, a los propietarios y a las empresas de construcción de los edificios y a los estudiantes de pregrado que trabajaron en esta investigación.

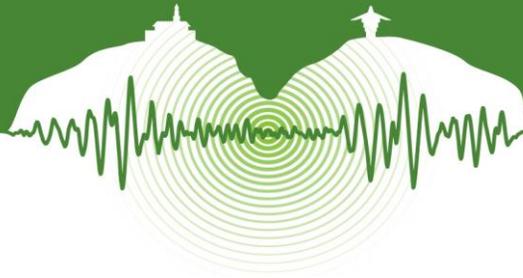
REFERENCIAS

- AIS. 2010. Reglamento Colombiano de Construcción sismo resistente NSR-10. Bogotá D.C.
- Andersen, P.B. and Brincker, R., 1999. Estimation of modal parameters and their uncertainties. 17th international modal analysis conference (IMAC-XVII). Kissimmee FL.
- ATC3-06, A.T.C., 1978. Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings.
- Bendat, J.S. and Piersol, A.G., 2013. *Engineering Applications of Correlation and Spectral Analysis*, 2nd Edition. New York: Wiley-Interscience.

El presente artículo hace parte de las memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica organizado por la Universidad de los Andes y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, Mayo de 2015.



- Coral Vargas, C.M. 2014. Caracterización preliminar del período fundamental de vibración de edificios de muros estructurales de concreto reforzado para uso residencial. Tesis de pregrado Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, Universidad del Valle, Cali, Colombia.
- FEMA. 2006. NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures (FEMA 450) - 2006 Edition, and Commentary. Building Seismic Safety Council, Washington, DC, USA.
- Gallipoli, M.R., Mucciarelli, M., and Vona, M. 2009. Empirical estimate of fundamental frequencies and damping for Italian buildings. *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, Vol 38, pp. 973-988.
- Giraldo, D., Song, W., Dyke, S., and Caicedo, J. 2009. Modal Identification through Ambient Vibration: Comparative Study. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol 135, pp. 759-770.
- Goel, R. and Chopra, A. 1998. Period Formulas for Concrete Shear Wall Buildings. *Journal of Structural Engineering*, Vol 124, pp. 426-433.
- Hegde, G. and Sinha, R. 2009. A Technique for Placing Few Sensors on a Building for Complete Modal Identification. *Mechanics of Advanced Materials and Structures*, Vol 16, pp. 248-259.
- Hermans, L. and Van Der Auweraer, H. 1999. Modal testing and analysis of structures under operational conditions: industrial applications. *Mechanical Systems and Signal Processing*, Vol 13, pp. 193-216.
- Hong, L.-L. and Hwang, W.-L., 2000. Empirical formula for fundamental vibration periods of reinforced concrete buildings in Taiwan. *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, Vol 29, pp. 327-337.
- Michel, C., Guéguen, P., Lestuzzi, P., and Bard, P.-Y. 2010. Comparison between seismic vulnerability models and experimental dynamic properties of existing buildings in France. *Bull Earthquake Eng*, Vol 8, pp. 1295-1307.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. 2006. *Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño sismorresistente.*
- Oliveira, C.S. and Navarro, M. 2010. Fundamental periods of vibration of RC buildings in Portugal from in-situ experimental and numerical techniques. *Bull Earthquake Eng*, Vol 8, pp. 609-642.
- Overschee, P. van and Moor, B.L. de. 2011. *Subspace Identification for Linear Systems: Theory - Implementation - Applications, Softcover reprint of the original 1st ed. 1996 edition.* Boston, MA: Springer.
- Pan, T.-C., Goh, K.S., and Megawati, K. 2014. Empirical relationships between natural vibration period and height of buildings in Singapore. *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, Vol 43, pp. 449-465.
- Pastor, M., Binda, M., and Harčarik, T., 2012. Modal Assurance Criterion. *Procedia Engineering, Modelling of Mechanical and Mechatronics Systems* Vol 48, pp. 543-548.
- Peeters, B. and De Roeck, G. 2001. Stochastic System Identification for Operational Modal Analysis: A Review. *Journal of Dynamic Systems, Measurement, and Control*, Vol 123, p. 659.
- Ren, W.-X. and Zong, Z.-H. 2004. Output-only modal parameter identification of civil engineering structures. *Structural Engineering and Mechanics*, Vol 17, pp. 429-444.
- Rengifo, E., 2012. Período fundamental de vibración en edificios de muros estructurales. Tesis de pregrado Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, Universidad del Valle, Cali, Colombia.



Simulación a escala de disipadores sísmicos Scaled simulation for seismic dampers

Gustavo A. Ospina^{1*}, Michael Korec²

¹Profesor Asistente, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Pontificia Bolivariana, Bucaramanga, Colombia

²Estudiante de Maestría, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Tecnológica de Brno, Brno, República Checa

RESUMEN

Durante eventos sísmicos es de interés para los ingenieros estructurales el control de la respuesta estructural, de manera que se puedan reducir las vibraciones estructurales excesivas que pueden llevar al colapso estructural. Una de las metodologías clásicas para la reducción de este tipo de vibraciones es la caracterización e implementación de bases de goma en edificios susceptibles a altas deformaciones laterales. Al encontrarse Colombia en una de las zonas de más alta sismicidad del mundo, la implementación de este tipo de metodologías debería ser de muy alto interés para la Ingeniería colombiana. La presente investigación presenta avances en la caracterización de materiales desarrollados localmente para el aislamiento sísmico estructural. Los datos de entrada (excitación sísmica) y salida (respuesta estructural), obtenidos a partir de la simulación a escala de eventos sísmicos, permiten obtener funciones de transferencia para la caracterización de los diferentes dispositivos de amortiguamiento considerados.

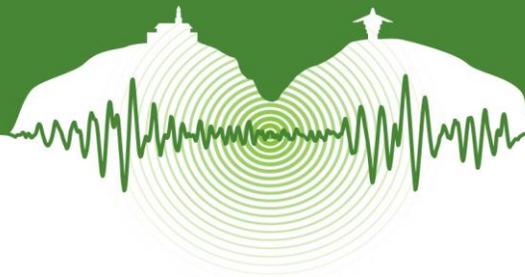
Palabras clave: aislamiento sísmico, función de transferencia, amortiguadores sísmicos.

ABSTRACT

Control over structural response during seismic events is of interest for structural engineers, for the purpose of reducing excessive structural vibrations that can lead to collapse. One classical methodology for this type of structural control is the characterization and implementation of rubber pads on structures that are sensitive to lateral deformations. Colombia is located in a highly-active seismic zone, for which this type of research should be of high interest among Colombian researchers in earthquake engineering. The current research shows some advances achieved in the characterization of locally-developed materials for base isolation. Input and output data measured in a scaled structure allows to characterize the considered dampers through the computation of the transfer functions.

Keywords: base isolation, transfer function, seismic dampers.

* gustavo.ospina@upb.edu.co



1 INTRODUCCIÓN

Los movimientos sísmicos son fenómenos naturales altamente frecuentes en muchos lugares del planeta, haciendo necesario considerar sus potenciales efectos en el diseño de estructuras. Particularmente, Colombia se halla ubicada en una zona de alta actividad sísmica, por cuanto los efectos de éste tipo de fenómenos debería ser mejor estudiado. Movimientos telúricos de gran magnitud han provocado graves tragedias en el pasado reciente de Colombia (Hermelín, 2005), forzando la implementación de normas de diseño para la construcción sismo-resistente. Básicamente, este tipo de requerimientos buscan proveer de mayor rigidez lateral a la estructura, de modo que las deformaciones de los entrepisos en edificaciones sea mínima, y por ende, la estructura no colapse ante movimientos sísmicos de diseño (Ministerio de Ambiente, 2010). Sin embargo, poco se ha impulsado el desarrollo tecnológico de sistemas para el control de vibraciones estructurales en el país (Oviedo & Duque, 2013; Oviedo & Duque-Urbe, 2013). Básicamente, las tecnologías actualmente disponibles para este tipo de propósitos son importadas desde otras regiones que poseen características sísmicas similares a las colombianas y que se han interesado en el desarrollo de este tipo de sistemas.

Entre los sistemas para aislamiento sísmico de mayor utilización se hallan las bases de goma fabricadas a partir de elastómeros, reforzadas con diversos tipos de materiales que mejoran las características dinámicas de estos sistemas. Las bases de goma son usadas para aislar la superestructura del sistema de cimentación. Este tipo de sistema absorbe gran parte de las deformaciones laterales transmitidas desde el suelo durante eventos sísmicos, mejorando considerablemente el desempeño dinámico de la estructura.

Este documento propone la caracterización de elementos de aislamiento sísmico como sistemas de control. Este tipo de acercamiento permite estudiar y proponer propiedades mecánicas para este tipo de sistemas, de modo que su diseño pueda ajustarse a problemas específicos de aislamiento sísmico. El documento presenta avances parciales en el tema, basados en simulaciones realizadas sobre una estructura a escala.

2 MARCO TEORICO

La utilización de sistemas de aislamiento sísmico fabricadas a partir de materiales elásticos parte del concepto de que un sistema estructural posee una mejor respuestas dinámica a medida que su periodo natural de vibración se hace más alto (Chopra, 1995), tal como se muestra en el espectro típico de aceleraciones de la Figura 1, el cual detalla la respuesta máxima de un sistema de un grado de libertad que posee una razón de amortiguamiento dada. Es evidente que entre mayor sea su periodo natural de vibración, menor será la aceleración sostenida por el sistema estructural.

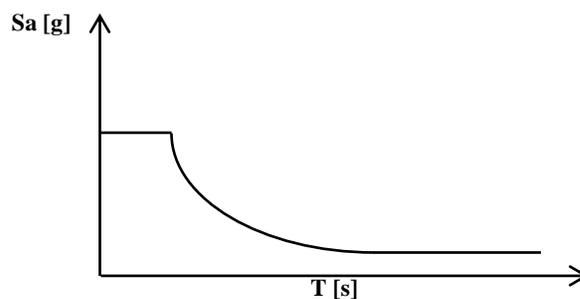


Figura 1: Espectro típico de diseño.

Considerando que el sistema estructural sin aislamiento se puede modelar como un sistema de 1 grado de libertad –GDL, Figura 2a–, se puede decir que sus propiedades dinámicas se expresan como

$$\omega = \sqrt{k/m} \quad T = \frac{2\pi}{\omega} \quad \zeta = \frac{c}{2m\omega} \quad (1)$$

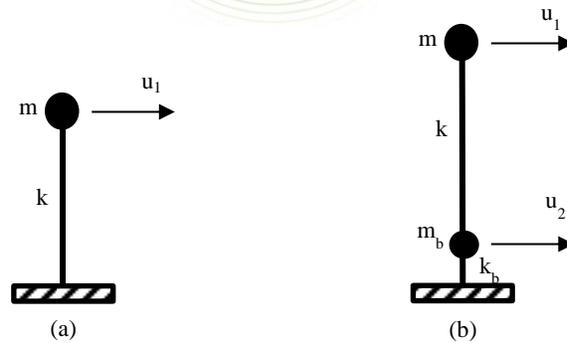
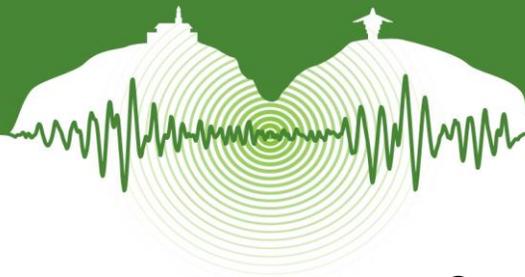


Figura 2: Idealización de sistemas de (a) 1 GDL y (b) 2 GDL.

Con base en lo anterior, se puede establecer una relación entre las propiedades del sistema original y el sistema con aislamiento, observando cómo varía el periodo fundamental del sistema con aislamiento (Figura 2b) en función del periodo fundamental del sistema rígido:

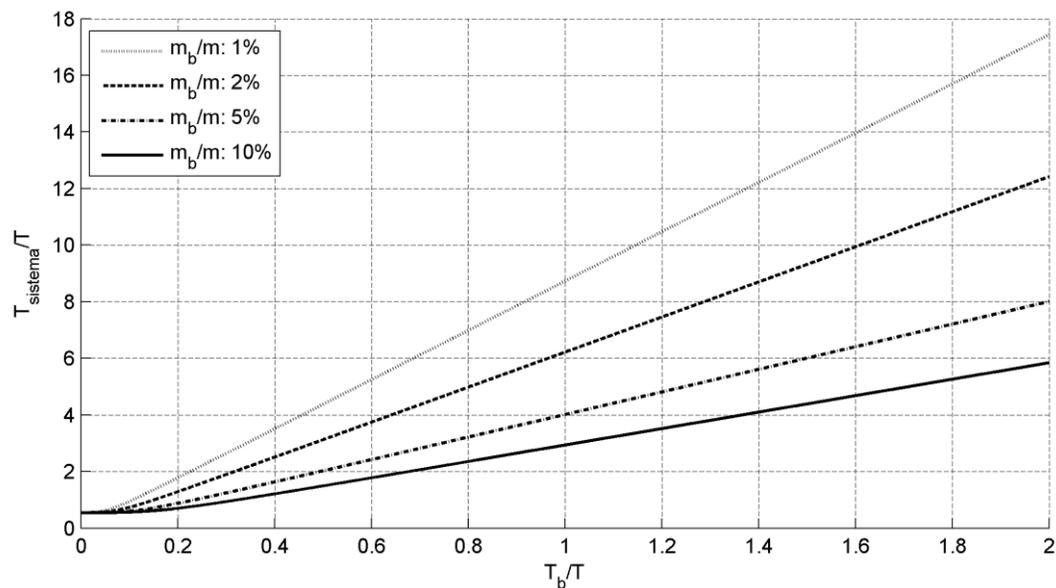


Figura 3: Periodo fundamental del sistema aislado en referencia al sistema rígido.

La Figura 3 muestra cómo la implementación de un sistema de aislamiento de base logra el objetivo de incrementar el periodo natural de vibración del sistema de estructural. El objetivo es alcanzado a expensas de mayores deformaciones que son absorbidas por el sistema de aislamiento. Por ello, se prefiere que este tipo de sistemas de aislamiento sean no-lineales, brindando la capacidad de disipar la energía acumulada por grandes deformaciones. Los aisladores de neopreno son un tipo de aisladores sísmicos ampliamente utilizado, especialmente en puentes y edificios altos. Los aisladores de neopreno poseen una baja rigidez a cortante, mientras que su rigidez axial provee la capacidad necesaria para transmitir las cargas verticales desde la superestructura hacia el suelo. Así pues, la efectividad de este tipo de sistemas de disipación sísmica se evalúa a través de su flexibilidad horizontal, capacidad por compresión y su capacidad de amortiguamiento (Hedayati & Alam, 2013).

Desde el punto de vista de la disciplina de Control Estructural, los sistemas mecánicos pueden analizarse como sistemas de entrada y salida de información, a través de los cuales se puede caracterizar el sistema como una función, denominada Función de Transferencia (Ogata, 1998) o TF (también se le denomina T_{xy}). Desde este punto de vista, el sistema se puede controlar, modificando sus propiedades estructurales y por ende su respuesta estructural:

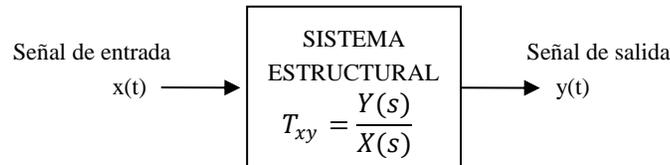


Figura 4: Sistema estructural como un dispositivo de control.

La Figura 4 indica que la obtención de la función de transferencia se realiza en el dominio de frecuencias, al cual se deben convertir las señales de entrada y salida. La función de transferencia de un sistema puede usarse para obtener la respuesta en vibración libre ante un impulso unitario (Bendat & Piersol, 2000), la cual se puede utilizar con metodologías para la identificación de sistemas (Caicedo, 2003; Ljung, 1985) tales como ERA (Juang & Pappa, 1985) ó SSI (Van Overschee & Moor, 1996). Teóricamente, la función de transferencia se obtiene como (Ogata, 1998)

$$T_{xy} = \frac{Y(s)}{X(s)} = \frac{1}{ms^2 + cs + k} \quad (3)$$

En donde m , c y k representan la masa, amortiguamiento y rigidez del sistema estructural, tal como se muestran en la Figura 1.

3 ESTRUCTURA EXPERIMENTAL

La estructura utilizada para la simulación de eventos sísmicos consiste en un sistema aporticado con 1 entrepiso y 4 columnas, ensamblado con piezas del kit estructural PASCO (Set ME6992B), el cual permite configurar diferentes tipos de sistemas estructurales a escala. La estructura es montada sobre la mesa vibratoria para la simulación de eventos sísmicos desarrollada por el grupo de investigación en estructuras de la Universidad Pontificia Bolivariana de Bucaramanga (Ramírez, 2014), Figura 5.

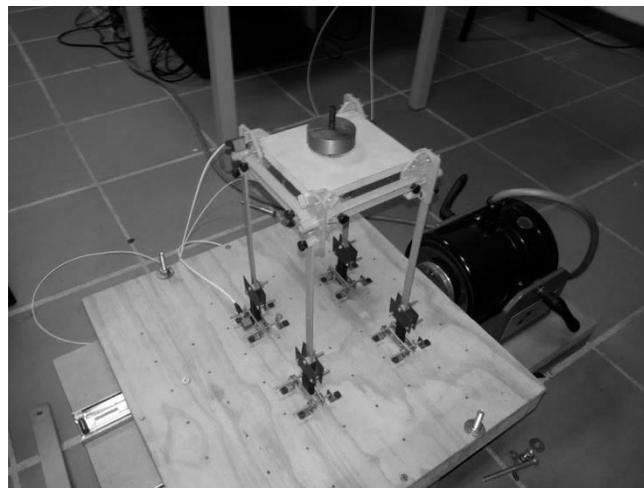


Figura 5: Estructura experimental sobre mesa de vibraciones.

Las columnas de la estructura experimental poseen una longitud de 19cm, separadas 12cm en cada dirección horizontal, y poseen una sección transversal de 10.2x2.5 mm². El entrepiso es ensamblado utilizando elementos suficientemente rígidos para permitir suponer un efecto de diafragma rígido, sobre el cual se monta una masa de 200g para una masa total de entrepiso de 481g. Los elementos estructurales están elaborados de material plástico para el cual se determina experimentalmente un módulo de elasticidad de 2.27 GPa para deformaciones pequeñas y una densidad de 900 kg/m³.

La configuración estructural del sistema estudiado permite modelarlo como un sistema de 1 grado de libertad, en donde el entrepiso servirá como grado de libertad activo ante la excitación de la base. El sistema base-estructura es instrumentado con aceleróme-



tros PCB 333B50 para la caracterización de las funciones de transferencia. El sistema de adquisición consiste en una tarjeta NI-9234 montada sobre un chasis usb NI-cDAQ 9171. Aceleraciones de la base y del entrepiso son adquiridas con este sistema utilizando una frecuencia de muestreo de 1653Hz.

La estructura es excitada utilizando señales aleatorias en la base simulando un evento sísmico. Las aceleraciones registradas en la base y el entrepiso del sistema representan las señales de entrada $x(t)$ y salida $y(t)$ respectivamente. Las funciones de transferencia se calculan para el sistema original empotrado en su base, y para el sistema modificado con bases de goma instaladas a modo de aisladores de base.

4 ANALISIS Y RESULTADOS

4.1 Estructura sin aislamiento de base

La estructura original sin aislamiento de base es sometida a una excitación aleatoria $x(t)$ en la base. La prueba es repetida 10 veces para calcular valor promedio de la función de transferencia de la estructura. La Figura 6 muestra los registros de aceleración de la base y del entrepiso del sistema experimental durante uno de los ensayos. Puede inferirse de la figura que este sistema posee una transmisibilidad aproximada de 1.4 para la vibración aleatoria inducida en la base, con valores máximos $|x(t)|_{\max} = 0.22g$, $|y(t)|_{\max} = 0.15g$. Lo anterior indica que el sistema es demasiado flexible, y amplifica este tipo de vibraciones en su respuesta dinámica.

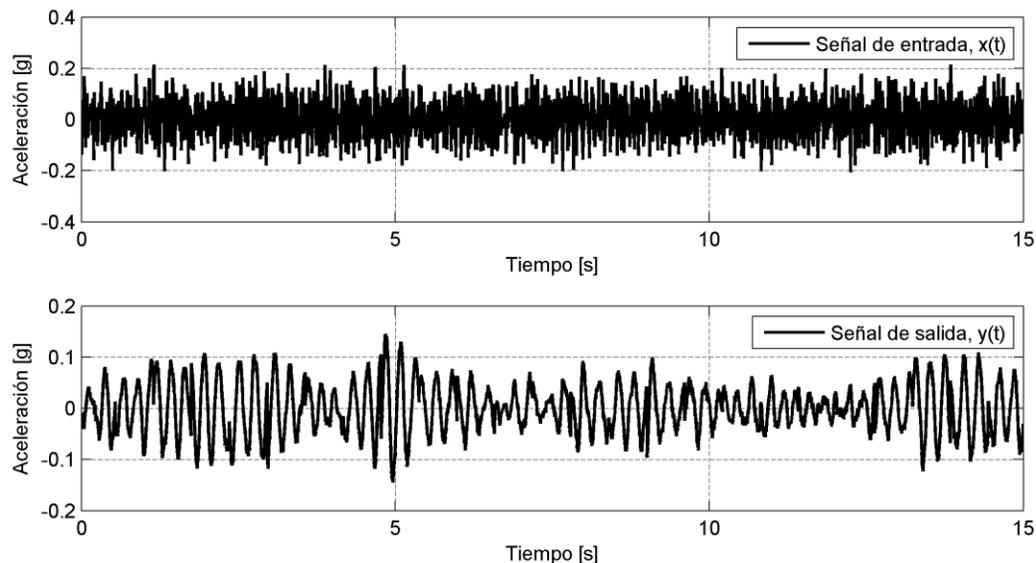


Figura 6: Señales de entrada y salida (Sistema sin aislamiento de base).

La función de transferencia mostrada en la Figura 7 describe la respuesta dinámica en dominio de las frecuencias del sistema estructural sin aislamiento de base. La función permite establecer que el sistema estructural posee un periodo fundamental de vibración alrededor de los 3.8Hz. Los modos de vibración no fundamentales muestran tener muy poca energía, por lo que la suposición de un sistema de 1 grado de libertad es aceptable.

4.2 Estructura con aislamiento de base

La estructura experimental se modifica usando elementos de goma (Figura 5) utilizada comercialmente con propósitos automotrices en el aislamiento de vibraciones. Lo que se busca es describir experimentalmente lo que intuitivamente se espera al usar este tipo de elementos como aislamiento de base: una deformación excesiva del elemento de goma en beneficio de una menor deriva lateral de la estructura experimental.

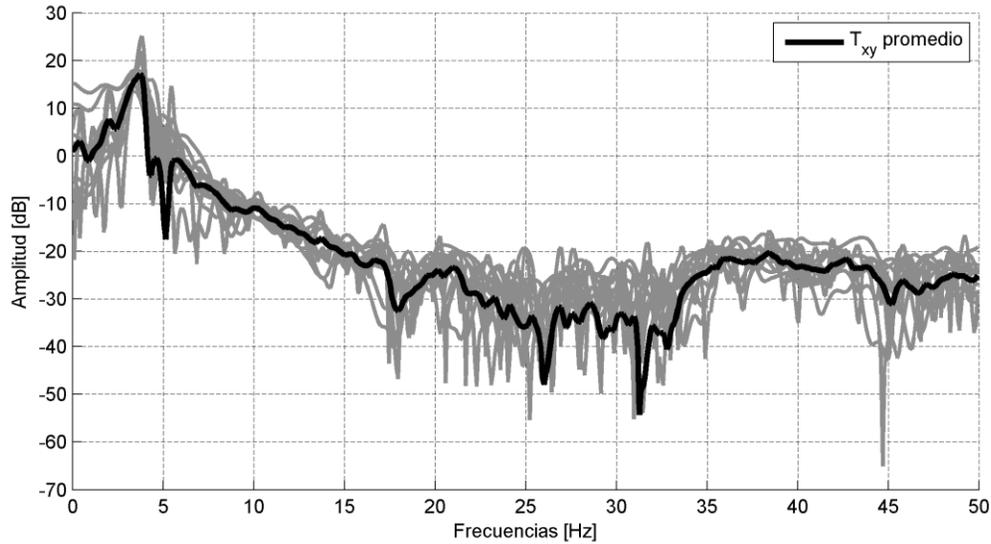
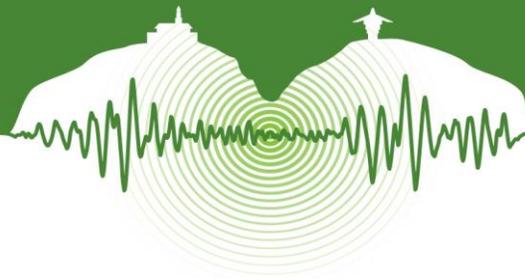


Figura 7: Función de transferencia para sistema sin aislamiento de base.

La Figura 8 muestra cómo responde dinámicamente el sistema con aislamiento ante el mismo tipo de aceleración aleatoria en la base. Puede notarse que aunque las aceleraciones de entrada son similares al sistema original ($|x(t)|_{\max} = 0.17g$), la transmisibilidad decrece significativamente ($|y(t)|_{\max} = 0.03g$) a un valor de 0.15, indicando que el sistema de aislamiento efectivamente reduce las vibraciones excesivas.

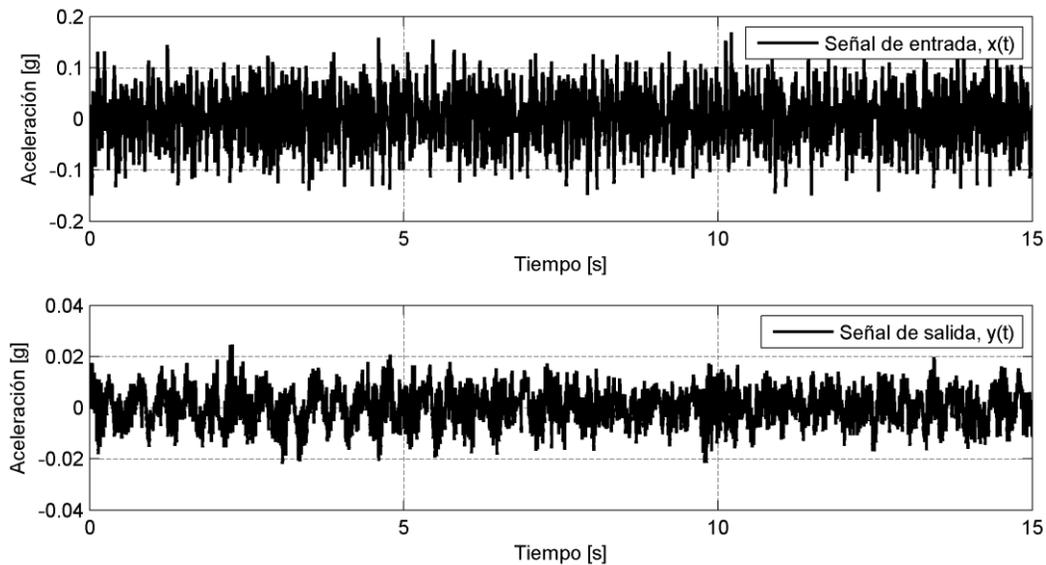
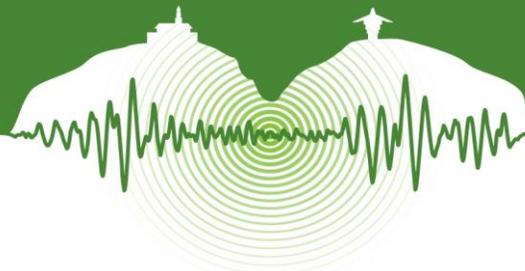


Figura 8: Señales de entrada y salida (Sistema con aislamiento de base).

La Figura 9 muestra la función de transferencia del sistema aislado. Es posible observar que el sistema de disipación funciona a manera de “filtro” de frecuencias, haciendo que la potencia de la respuesta estructural sea mínima. Puede decirse también que el modo fundamental de la estructura sin aislamiento de base, cuyo pico en la función de transferencia muestra un valor de frecuen-



cia de 3.8Hz, es aparentemente desplazado hacia la izquierda, mostrando un pico de muy baja potencia entre los 2.6Hz y los 3.0Hz.

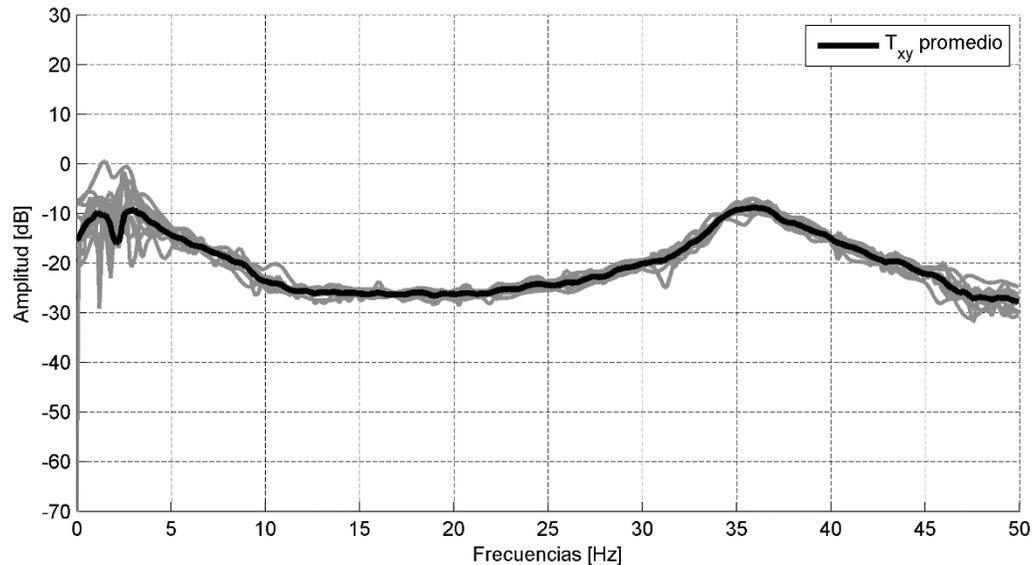


Figura 9: Función de transferencia para sistema con aislamiento de base.

4.3 Amortiguamiento y vibración libre

El sistema analizado es sometido a ensayos de vibración libre, con el objetivo de cuantificar su amortiguamiento. De manera similar a los tests de vibración forzada, varios ensayos son llevados a cabo, registrando las aceleraciones en el sistema de entrepiso, Figura 10:

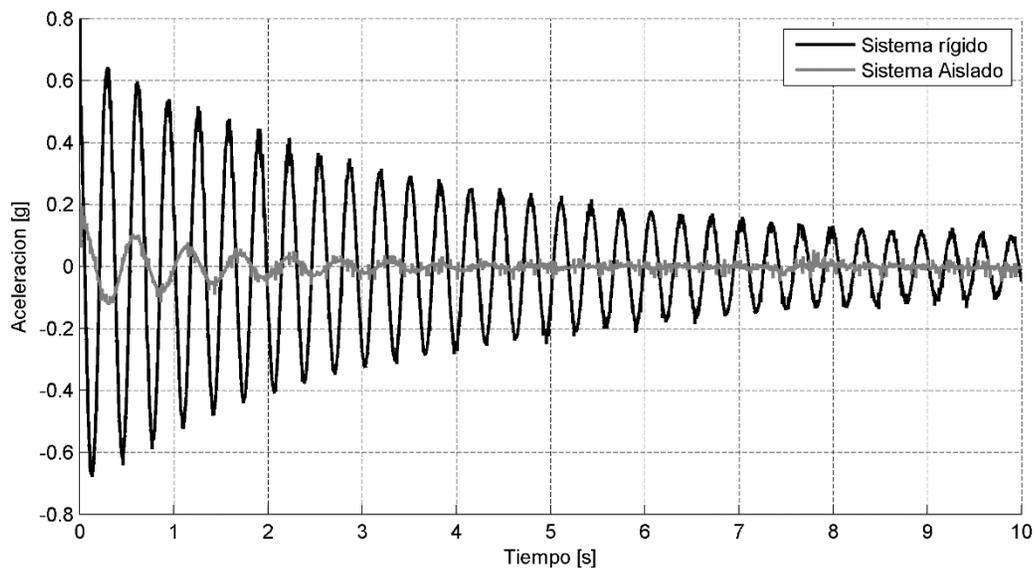


Figura 10: Registros de vibración libre.



Utilizando el método de decremento logarítmico (Chopra, 1995), se puede deducir de los registros de vibración libre que el sistema rígido posee un periodo amortiguado de vibración igual a $T_d = 0.32s$ ($f_d = 3.11$ Hz) y un amortiguamiento promedio de 1.4%. Las pruebas sobre el sistema aislado muestran que el periodo promedio sube a $T_d = 0.55s$ ($f_d = 1.83$ Hz) y el amortiguamiento se incrementa hasta 6.1%, haciendo evidente los efectos del sistema de amortiguamiento sobre la respuesta dinámica del sistema original. De acuerdo a la ecuación (3), es posible diseñar los sistemas de aislamiento sísmico para problemas específicos, ajustando las propiedades dinámicas k_b , c_b y m_b de modo que se consiga una respuesta estructural deseada.

CONCLUSIONES

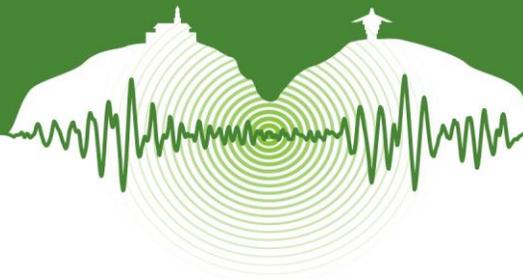
En el presente documento se han presentado resultados preliminares en la caracterización de un sistema de aislamiento sísmico a partir del análisis de la función de transferencia obtenida al someter la estructura experimental a excitación aleatoria en la base. Las funciones de transferencia para el sistema rígido y para el sistema con aislamiento sísmico se han comparado, demostrando que el aislamiento sísmico es efectivo al incrementar el periodo fundamental de vibración del sistema rígido alejándolo de la zona de altas aceleraciones espectrales. De acuerdo a la teoría de control de sistemas, es posible diseñar un sistema de aislamiento sísmico que se ajuste específicamente a las propiedades dinámicas de un sistema rígido, permitiendo predecir su respuesta dinámica una vez implementado el sistema de aislamiento.

AGRADECIMIENTOS

El trabajo reportado en este documento hace parte del proyecto de investigación identificado con el código 073-0115-2300, el cual ha sido financiado por la Universidad Pontificia Bolivariana, seccional Bucaramanga.

REFERENCIAS

- Bendat, J.S. and Piersol, A.G. 2000. *Random data : analysis and measurement procedures* (3rd ed.). New York: Wiley.
- Caicedo, J.M. 2003. *Structural Health Monitoring of Flexible Civil Structures*. D.Sc., Washington University in Saint Louis, Saint Louis, Missouri.
- Chopra, Anil K. 1995. *Dynamics of structures* (Vol. 3). New Jersey: Prentice Hall.
- Hedayati Dezfúli, F. and Alam, M.S. 2013. Multi-criteria optimization and seismic performance assessment of carbon FRP-based elastomeric isolator. *Engineering Structures*. Vol 49, pp. 525-540.
- Hermelín, M. (2005). *Desastres de origen natural en Colombia, 1979-2004*. Medellín: Universidad Eafit.
- Juang, J.-N., & Pappa, R.S. 1985. An Eigensystem Realization Algorithm for Modal Parameter Identification and Model Reduction. *Journal of Guidance*. Vol 8, N° 5, pp. 620-627.
- Ljung, L. 1985. *System identification*. Springer.
- Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. 2010. *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10*. (Ley 400 de 1997). Bogotá: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- Ogata, K. 1998. *System dynamics* (Vol. 3). New Jersey: Prentice Hall.
- Oviedo, J.A. y Duque, M. 2013. Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones. *Revista EIA*. Vol 3, N° 6, pp. 105-120.
- Oviedo, J. A. y Duque-Urbe, M. 2013. Disipadores histeréticos metálicos como técnica de control de respuesta sísmica en edificaciones colombianas. *Revista EIA*.
- Ramírez Amaya, D. 2014. *Implementación del modulo de control, adquisición y procesamiento de datos para el shaker 2075e utilizado en el estudio dinámico de edificaciones a escala*. Trabajo de Grado para la obtención de título de Ingeniero Civil, Universidad Pontificia Bolivariana, Bucaramanga.
- Van Overschee, P. and Moor, B.L.R. de. 1996. *Subspace identification for linear systems : theory, implementation, applications*. Boston: Kluwer Academic Publishers.



Comportamiento experimental de elementos de borde de muros con capacidad de Disipación de Energía Especial (DES)

Experimental response of boundary elements of code-compliant special structural walls

Carlos Arteta^{1*} y Jack Moehle²

¹Profesor, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Norte, Barranquilla, Colombia.

²Professor, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, USA.

RESUMEN

El estricto límite de deriva impuesto por los códigos de construcción colombiano (NSR-98 y NSR-10) ha propiciado el uso masificado de muros de corte como mecanismo para controlar el desplazamiento lateral de las estructuras bajo la acción sísmica. Una gran proporción de estos muros son considerados esbeltos, al tener estos una relación de aspecto, definida como el cociente entre la altura total del muro entre pisos y su espesor, mayor a seis. Los terremotos de Maule, Chile (2010) y Christchurch, Nueva Zelanda (2011) evidenciaron problemas de aplastamiento en los extremos de los muros de un gran número de edificios de concreto reforzado. Estas fallas se consideran frágiles pues se concentraron en poca longitud, con evidencias de pandeo de las barras longitudinales de los bordes y, en algunos casos, inestabilidad lateral de las pantallas. Este artículo presenta resultados de ensayos de laboratorio sobre elementos de borde de muros estructurales con detallado especial según ACI 318 (DES según NSR-10). Los ensayos se realizaron sobre cuatro elementos prismáticos de concreto reforzado sometidos a cargas de compresión incremental hasta la falla. Los especímenes ensayados son representativos del extremo del alma de muros delgados con sección transversal en forma de T, C o L, y se consideran característicos de la construcción colombiana. La principal variable de interés en los ensayos fue el detallado del refuerzo transversal de los especímenes. Sus efectos sobre el comportamiento de los muros es reportado con el fin de entender mejor los requisitos de detallado necesarios para conseguir un comportamiento dúctil. Los resultados de esta investigación sugieren que los requisitos para elementos de borde especial, expresados en los códigos de construcción vigente, no necesariamente protegen a las secciones frente a fallas frágiles.

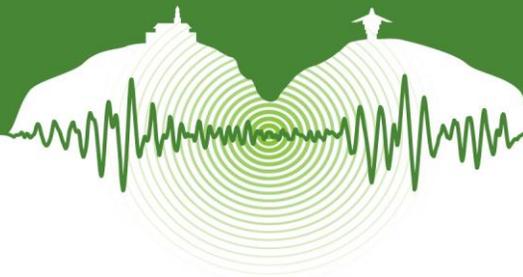
Palabras clave: muro de concreto reforzado, capacidad de Disipación de Energía Especial DES, elemento de borde, comportamiento experimental.

ABSTRACT

The low drift ratio limit imposed by the Colombian building codes (NSR-98 and NSR-10) has promoted the massive use of reinforced concrete shear walls to control the lateral displacement of diverse structural systems undergoing seismic shaking. A large proportion of these walls are considered slender with aspect ratios (story height-to-wall width ratio) larger than 6. The 2010 Chile and 2011 New Zealand earthquakes resulted in crushed boundary elements in a large number of multi-story shear wall buildings. The appearance of the crushed boundaries (localized failure with longitudinal reinforcement buckling and crushing extending through the concrete core) suggested that these failures were relatively brittle. This paper presents laboratory test results on four specimens that can be considered to approximately represent the extreme flexural compression zone of the stem of a flanged wall with special detailing per ACI-318 (DES per NSR-10). The tested elements have transverse reinforcement detailing that matches or exceeds current code requirements with respect to vertical spacing of stirrups and distance between ties engaging vertical reinforcement of special structural walls. Various configurations of transverse reinforcement were evaluated and their experimental ductility capacities under pure compressive loading are reported. Outcomes of this investigation suggest that code-compliant boundary elements of special structural walls do not necessarily achieve effective confinement to protect their sections against brittle axial failure.

Keywords: special structural wall, experimental assessment, code compliant, reinforced concrete boundary element.

* carteta@uninorte.edu.co



1 INTRODUCCIÓN

Los terremotos de Chile (2010) y Nueva Zelanda (2011) mostraron que muros delgados sometidos a deformaciones de compresión alta en los extremos, no necesariamente se comportan de manera dúctil si su detallado sísmo resistente es pobre (Figura 1). Este comportamiento es explicado por la falta de confinamiento del hormigón, que lo hace vulnerable ante fallas frágiles por aplastamiento bajo deformaciones unitarias relativamente bajas. A lo anterior se suman además, (i) la inestabilidad lateral del refuerzo longitudinal que es propenso al pandeo por falta de restricción por parte de los estribos, y (ii) la inestabilidad lateral global del elemento luego de hacer excursiones de tracción moderada, particularmente en elementos de borde de muros esbeltos.



Figura 1: Daño en los extremos de muros estructurales durante el terremoto de Chile (2010).

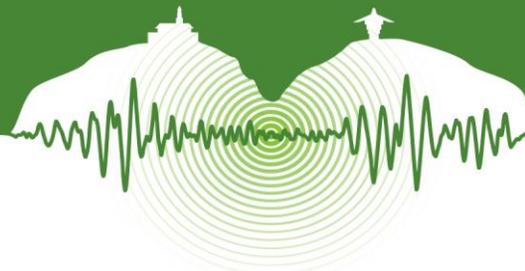
El límite de deriva impuesto por los códigos de construcción colombiano (NSR-98 y NSR-10) ha masificado el uso de muros estructurales como mecanismo para controlar el desplazamiento lateral de las estructuras bajo la acción sísmica. Lo anterior es especialmente cierto en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, donde derivas de piso menores al uno por ciento son difíciles de controlar con sistemas carentes de pantallas o algún tipo de arriostramiento. Gracias a su gran rigidez, las pantallas de corte reciben la mayoría de la demanda de fuerzas laterales en sistemas estructurales Combinados, Duales y de Muros de Carga. En edificaciones de concreto reforzado, es común encontrar estos elementos como muros estructurales esbeltos, con secciones transversales en forma de T, L o C. Al someter estos elementos a efectos sísmicos, la distribución del acero en sus secciones propicia demandas altas de flexo-compresión en los extremos del alma (llamados elementos de borde según el detallado de su refuerzo). Como requisito de buen comportamiento, la fluencia de estos elementos de borde debe ser estable, de tal manera que la capacidad de la sección para soportar momento y fuerza axial no se vea afectada por concentraciones de demanda de curvatura en pequeñas porciones del muro. Esta estabilidad en el rango de deformaciones plásticas se garantiza, en parte, con un buen detallado del refuerzo transversal que garantice el confinamiento del concreto y asegure la estabilidad de las barras longitudinales. Este artículo presenta resultados de laboratorio sobre elementos de borde en muros de concreto reforzado con detallado especial diseñados bajo las recomendaciones del ACI-318 (2011), similares a las del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 (AIS, 2012).

Los ensayos se realizaron sobre catorce elementos prismáticos de hormigón armado sometidos a cargas de compresión monotónica incremental hasta la falla. Este artículo discute acerca del comportamiento de cuatro de los especímenes ensayados, por ser considerados de interés para el entorno colombiano. Las principales variables de interés en los ensayos fueron la cantidad y espaciamiento (vertical y horizontal) de los estribos y ganchos del refuerzo horizontal. Sus efectos sobre el comportamiento de los muros se reporta con el fin de entender mejor su influencia sobre la capacidad de ductilidad. Se observó que por su esbeltez, los elementos de borde son vulnerables a la pérdida del recubrimiento, al pandeo de las barras longitudinales y a desplazamientos fuera del plano. Los resultados presentados en este artículo sugieren que los requisitos para elementos de borde especial, expresados en los códigos de construcción vigente, no necesariamente protegen a las secciones frente a fallas frágiles. Esto repercute en la resistencia última de los muros y en su capacidad de desplazamiento lateral.

2 MECÁNICA DE MUROS EN VOLADIZO

2.1 Relaciones de compatibilidad

Con el fin de contextualizar la discusión presentada en este artículo, a continuación se presenta el mecanismo de resistencia de cargas laterales de un muro de concreto reforzado en voladizo. La Figura 2 muestra un muro de cuatro pisos de altura con sección transversal en forma de T, sometido a una fuerza puntual en la parte superior y carga axial P cerca de la base. La figura también muestra la geometría (en escala 1:1) de los elementos de borde que son materia de discusión en este artículo. Bajo la acción de la



carga lateral F_x , la azotea del muro se desplaza lateralmente un valor δ_u que lo lleva a su rango de comportamiento inelástico. Bajo una demanda de momento lineal (cero en la azotea y máxima en la base), la distribución de curvatura en la sección se puede descomponer en una parte lineal elástica con curvatura de fluencia ϕ_y y otra parte plástica con curvatura última ϕ_u (Figura 2b). Es común asumir que esta curvatura última es uniforme e igual a la de la sección crítica (la base) y que además se extiende una altura L_p , llamada extensión de la articulación plástica. Conocida esta distribución de curvatura a lo largo del muro, el desplazamiento de la azotea puede estimarse utilizando el Principio de los Trabajos Virtuales de la siguiente manera:

$$\delta_u = \frac{\phi_y h_w^2}{3} + (\phi_u - \phi_y) L_p \left(h_w - \frac{L_p}{2} \right) \quad (1)$$

donde h_w es la altura del muro desde la base hasta la azotea. El primer término de la Ecuación 1 es la contribución elástica al desplazamiento de la cubierta, mientras que el segundo es la contribución plástica, que ocurre producto de una rotación de cuerpo rígido que pivotea en el centro de la longitud de la articulación plástica. Este modelo describe bien el desplazamiento debido a la distribución de la plasticidad a lo largo del elemento pero no captura la contribución al desplazamiento hecha por el deslizamiento de las barras embebidas en el apoyo.

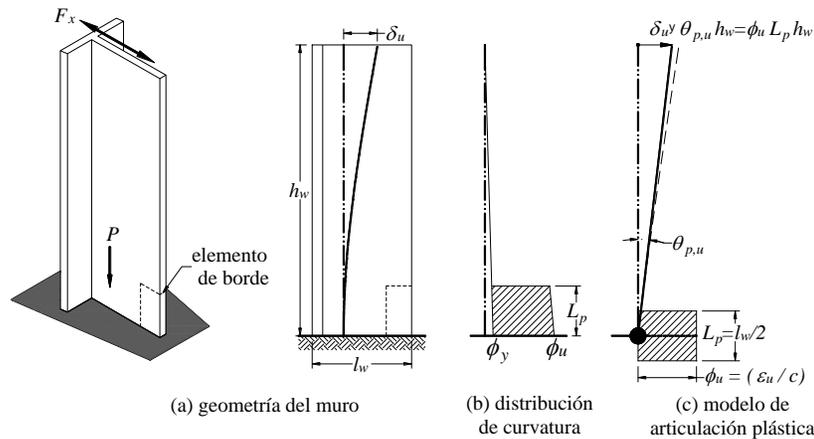


Figura 2: Relaciones entre desplazamiento y curvatura en la sección crítica de un muro en voladizo.

Alternativamente, un modelo fenomenológico simplificado que relaciona el desplazamiento de cubierta con demandas de curvatura a nivel de la sección crítica en la base, se presenta en la Figura 2c. Este modelo ha sido utilizado ampliamente en la literatura (Moehle, 1992; Wallace & Orakcal, 2002; Priestley et al., 2007) y es la base de la ecuación (C.21-11) de la NSR-10, que hace recomendaciones sobre el uso de elementos de borde confinado en muros de concreto reforzado. Este modelo asume que la articulación plástica del muro en voladizo está centrada en su base y que el desplazamiento de la cubierta es producto, en su totalidad, de la rotación plástica $\theta_{p,u}$. De acuerdo con lo anterior el desplazamiento del extremo del muro está dado por:

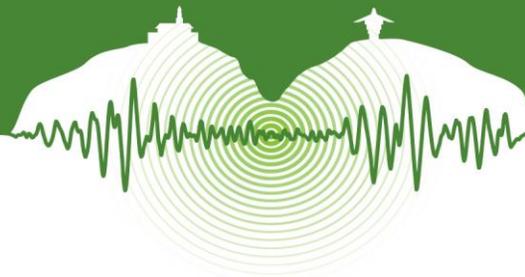
$$\delta_u = \theta_{p,u} h_w \quad (2)$$

Si se asume una curvatura uniforme a lo largo de la longitud escogida de la articulación plástica (e.g. $L_p = l_w / 2$, siendo l_w la longitud de la sección del muro en la dirección de la aplicación de la carga), es posible estimar la rotación plástica en función de la curvatura última de la sección y de la deformación de la fibra extrema en compresión, ϵ_{cu} :

$$\theta_{p,u} = \phi_u L_p = \left(\frac{\epsilon_{cu}}{c} \right) \left(\frac{l_w}{2} \right) \quad (3)$$

donde c es la profundidad del eje neutro medido desde la fibra extrema en compresión. Con el interés de relacionar parámetros de demanda global con parámetros de demanda a nivel de sección, la combinación de las Ecuaciones 2 y 3 da lugar a una expresión que relaciona la deriva de azotea (δ_u/h_w) con la curvatura en la sección crítica:

$$\phi_u = \left(\frac{\epsilon_{cu}}{c} \right) = \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right) \left(\frac{2}{l_w} \right) \quad (4)$$



2.2 Demanda de compresión sobre el elemento de borde

La Figura 3a muestra relaciones de momento-curvatura para la sección transversal del muro en forma de T con una carga axial igual a $10\% \text{ de } A_g f'_c$, donde A_g es el área de la sección bruta y f'_c es la resistencia nominal del concreto. El diseño de la sección cumple con los requisitos de la NSR-10 y en el extremo del alma, tiene un elemento de borde con características geométricas idénticas a la de los especímenes descritos en secciones posteriores de este artículo. Como lo muestra la figura, la capacidad a flexión es mayor cuando se comprime el extremo del alma (y por ende el elemento de borde) gracias a que todo el acero del ala fluye. Esto resulta en un eje neutro relativamente profundo porque el ancho del alma es muy delgado y se requiere extender la zona de compresión para compensar por el área de hormigón faltante que permita equilibrar la fuerza de tracción en el extremo opuesto. Además implica que la capacidad de ductilidad es menor porque el hormigón en compresión alcanza su deformación unitaria límite para curvaturas relativamente bajas. El perfil de deformaciones unitarias mostrado en la Figura 3b corresponde al impuesto por demandas de deriva global iguales al 1.4% (i.e. $1\% / 0.7$) de la altura total en la dirección que comprime al elemento de borde. Este valor de deriva corresponde aproximadamente al límite impuesto por el código colombiano para análisis sísmico de modelos elásticos con secciones agrietadas. Para la carga axial y nivel de deriva mencionado anteriormente, la deformación unitaria máxima en el elemento de borde es 1.1%, mientras que la promedio es del orden de 0.7%. Es de resaltar, que incluso bajo este nivel bajo de carga axial, esta deformación es varias veces mayor que la deformación unitaria de aplastamiento del concreto simple (entre 0.2 y 0.4%). Este artículo discute acerca de la capacidad de estos elementos de borde para soportar carga axial en compresión de manera estable, haciendo uso de un conjunto de resultados experimentales de elementos prismáticos de concreto reforzado con detallado de acero especial.

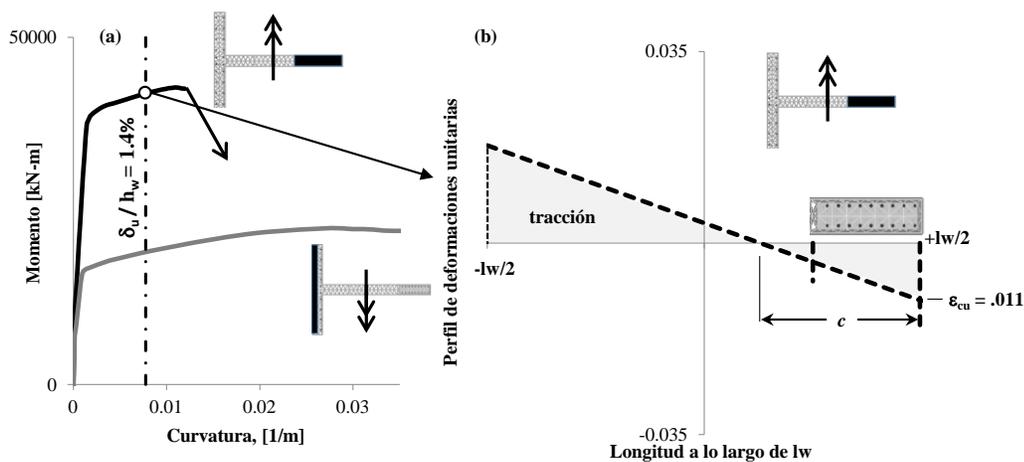


Figura 3: Relaciones de momento curvatura de la sección en forma de T y perfil de deformación unitaria correspondiente a una deriva global de 1.4% para el ala en tracción.

3 NORMATIVA COLOMBIANA

El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) establece en su Capítulo C.21 disposiciones adicionales para el diseño de sistemas aporticados y de muros estructurales de concreto reforzado sometidos a demandas sísmicas. Cuando se anticipa que la intensidad del movimiento sísmico es alta, las estructuras deben diseñarse usando criterios de detallado que garanticen un comportamiento dúctil cuando sus elementos hagan excursiones dentro del rango de comportamiento inelástico.

Los requisitos de diseño utilizados en muros con capacidad de disipación de energía especial (DES) contienen recomendaciones para el diseño de elementos de borde, como los que son objeto de estudio de este artículo. Para muros de hormigón armado continuos desde la base, concebidos para tener una sola sección crítica, la NSR-10 al igual que el ACI-318-11 estipula que se requerirán elementos de borde especiales si la profundidad del eje neutro c en la zona de compresión satisface la Ecuación 5:

$$c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)} \quad (5)$$

donde l_w es la longitud del muro, h_w es su altura total desde la base hasta la azotea y δ_u es el desplazamiento último de diseño. Esta expresión tiene como base el modelo de la Figura 2c y se obtiene a partir de la Ecuación 4, al escoger un valor de deforma-



ción unitaria de la fibra máxima de compresión, ε_{cu} , cercano a 0.3%. El valor de c se calcula utilizando el momento nominal de la sección crítica en la dirección del desplazamiento δ_u y la carga axial mayorada usada para el cálculo de dicho desplazamiento.

La Figura 4a es una adaptación de Moehle et al. (2011) y presenta valores aproximados de la profundidad del eje neutro en la zona de compresión de muros rectangulares teniendo en cuenta diferentes niveles de carga axial última. Los muros en forma de L o T, bajo demandas que comprimen al alma, pueden ser representados por los valores extremos positivos de las abscisas de esta figura, pues indicarían que las cuantías de acero del alma en compresión ($A_s'/(l_w b)$) son menores que las del lado opuesto (ala) en tracción. Es importante anotar que valores altos de carga axial, están relacionados con mayores profundidades del eje neutro, y por ende, mayores niveles de deformación unitaria de la fibra extrema en compresión.

Si se combinan los valores en la Figura 4a con la Ecuación 5, se obtienen relaciones aproximadas entre carga axial, cuantías de acero en los extremos de los muros, y valores mínimos de deriva de azotea que activarían el requisito de elementos especiales de borde para la dirección en estudio. En la Figura 4b, es de notar que valores altos de carga axial (e.g. $P_u = 0.3 A_g f_c'$) hacen que la demanda de deriva que activa el requisito de elementos de borde sea invariante con la geometría o reforzamiento del muro, debido a las grandes deformaciones unitarias de compresión bajo carga puramente gravitacional. También se hace claro que para muros con asimetría de acero en sus extremos (i.e. secciones en L, C o T) y con carga axial moderada a baja, la demanda de deriva que hace requerir elementos de borde especial es mucho menor que para aquellos con secciones simétricas. Por lo anterior, siempre es recomendable analizar los muros de sección transversal compuesta (en forma L, C o T) con su sección completa, considerando todas las armaduras especificadas, como lo estipula la disposición C.21.9.5.2. de la NSR-10.

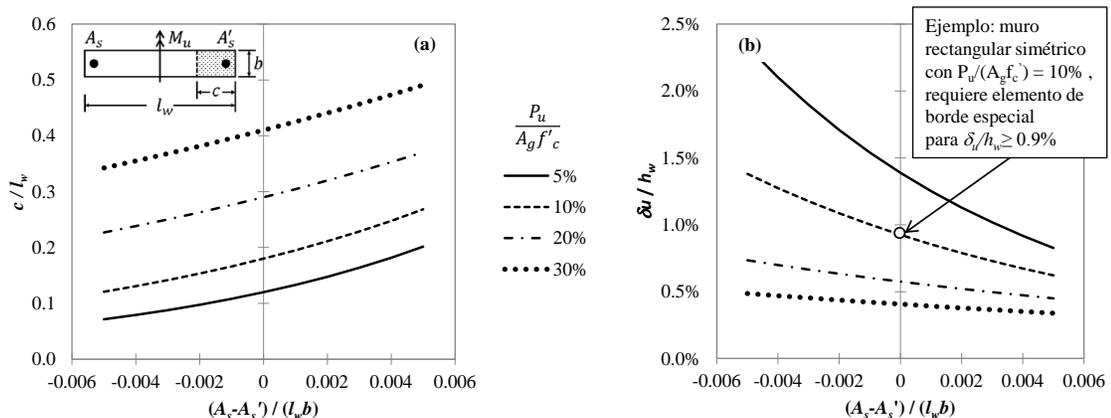


Figura 4: Relaciones aproximadas entre carga vertical, cuantía de acero en los extremos de los muros, profundidad del eje neutro de la zona de compresión, y derivas de azotea de muros rectangulares en voladizo. (a) valores aproximados de la profundidad del eje neutro en la zona de compresión (adaptado de Moehle, et al., 2011); (b) valores de deriva mínimos que activan el requisito de elementos de borde con detallado especial. Nota: valores calculados para $f_c' = 28$ MPa y $f_y = 420$ Mpa.

Si del análisis estructural se estima que elementos de borde DES son requeridos, el detallado del acero transversal debe ser tal, que garantice el confinamiento del hormigón del núcleo y prevenga (o al menos retrase) el pandeo de las barras longitudinales de tal manera, que el comportamiento del elemento sea dúctil y estable cuando se vea sometido a deformaciones de tracción y compresión por efectos sísmicos. Según la NSR-10, las dos ecuaciones que definen la cuantía de acero transversal en las dos direcciones ortogonales de una columna rectangular con confinamiento especial son:

$$A_{sh} \geq 0.09 s b_c \frac{f_c'}{f_{yt}} \quad (6)$$

$$A_{sh} \geq 0.3 s b_c \frac{f_c'}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (7)$$

donde s es el espaciamiento centro a centro del acero horizontal; b_c es la dimensión del núcleo de la columna medida entre los bordes externos del estribo; A_{sh} es el área total del acero transversal provisto dentro del espaciamiento s y perpendicular a las dimensión b_c ; A_g es el área bruta de la sección; A_{ch} es el área de la sección del núcleo medida hasta la parte más externa del estribo; f_c' es el valor especificado de la resistencia inconfiada del hormigón; y f_{yt} es la resistencia a la fluencia especificada para el ace-



ro transversal. Con la Ecuación 7 se pretende suministrar en la sección rectangular una cantidad suficiente de acero transversal, con el fin de proveer suficiente confinamiento al núcleo de concreto, de manera que su resistencia a la compresión sea mayor que la de la sección bruta. Esto, en teoría, debe evitar la localización del daño en una pequeña porción del elemento luego de que el recubrimiento del acero se desprenda por aplastamiento, pues los requisitos de equilibrio exigirán que el desprendimiento del recubrimiento se propague a lo largo del elemento, generando un comportamiento dúctil en compresión. Para elementos de borde DES, solo la Ecuación 6 es obligatoria y fue concebida como un límite inferior de la Ecuación 7, cuando se utilicen secciones con dimensiones grandes relativas al espesor del recubrimiento, en donde el cociente A_g/A_{ch} tienda a uno.

4 ESPECÍMENES ENSAYADOS

4.1 Geometría y refuerzo de los especímenes

A continuación se presentan los resultados experimentales de cuatro (M7, M8, M9 y M14) de los catorce especímenes ensayados. Todos los especímenes ensayados fueron detallados siguiendo las recomendaciones para elementos de borde DES contenidas en la NSR-10. La resistencia nominal del hormigón se definió en 28 MPa a los 28 días y la resistencia a la fluencia del acero en 420 MPa. En la Figura 5a se muestra la dimensión global de los cinco especímenes presentados en este artículo cuya sección transversal es de 915 x 305 mm con recubrimiento a la cara exterior del estribo de 38 mm. La Figura 5b muestra uno de los especímenes bajo la máquina universal de ensayo utilizada en los experimentos, localizada en el nees@berkeley Laboratory de la Universidad de California, Berkeley.

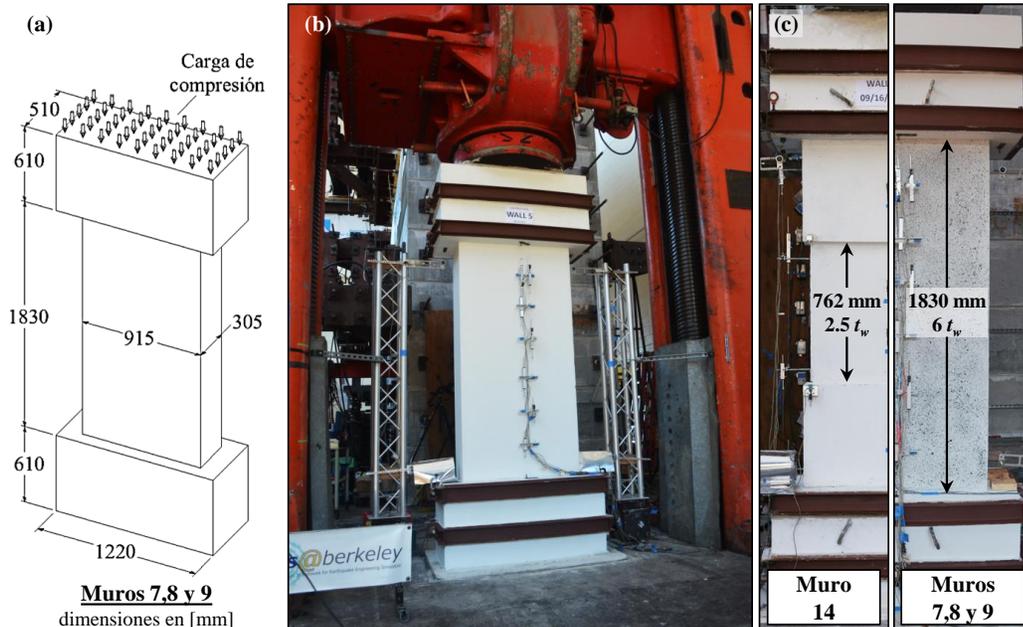
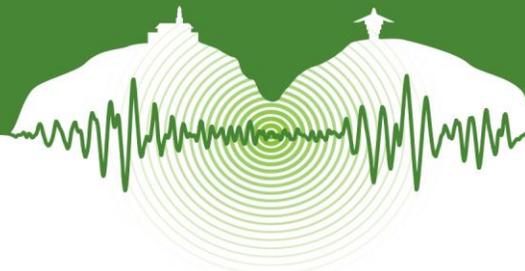


Figura 5: Geometría de los especímenes y configuración del ensayo.

El detallado del refuerzo transversal de los especímenes se presenta en la Tabla 1. Todos los muros tienen el mismo reforzamiento longitudinal y espaciado vertical ($s = 100$ mm) de las capas de refuerzo transversal. Por ser de interés verificar si el cumplimiento de la Ecuación 6 y/o 7 tenía repercusiones positivas en la ductilidad de los elementos de borde, los especímenes M7, M8 y M14 cumplen con la ecuación obligatoria según NSR-10, y el espécimen M9 además, cumple con la Ecuación 7. Los especímenes M7 y M9 tienen la misma disposición de acero transversal en planta y en altura pero el diámetro de las barras transversales es mayor para el M9, generando cuantías de acero transversal 1.5 veces mayor en la dirección paralela al espesor. El espécimen M8 tiene una cuantía de acero transversal similar al M7, pero la disposición en altura de las corbatas es alternante, en forma de tablero de ajedrez, de tal manera que se evitan barras sin amarre lateral a todo lo largo de su longitud. El espécimen M14 tiene un detallado del refuerzo idéntico al espécimen M7 pero tiene la particularidad de tener una porción de su altura sin recubrimiento del acero, con el fin de forzar toda la demanda plástica allí. Esto, con la idea de poder observar el inicio del pandeo del acero longitudinal y estudiar las características de confinamiento del núcleo de los especímenes. Como se había observado en experiencias anteriores



(Arteta et al., 2014) que el daño en especímenes similares se extendía entre 2 y 3 veces el espesor del muro, la zona de sección reducida del espécimen M14 tiene una longitud igual a 2.5 t_w .

Tabla 1: Geometría y características del refuerzo transversal de los especímenes ensayados

ID	s	$\frac{A_{shx}}{s b_{c2}}$	$\frac{A_{shy}}{s b_{c1}}$	Ec. 6 / (s b_c):		Ec. 7 / (s b_c):	
				$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	$0.3 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$		
	[mm]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)		
	100	1.10	0.75	Diseño⁺:		0.91	
				0.60	Ensayo⁺:	(0.60)	(0.91)
	100	1.10	0.82 ⁺⁺	Diseño⁺:		0.91	
				0.60	Ensayo⁺:	(0.56)	(0.84)
	100	1.70	1.16	0.60	0.91		
				(0.59)	(0.90)*		
	100	1.10	0.75	0.60	--		
				(0.57)	(--)*		

* Cumple con la Ecuación 7.

⁺ En las columnas d y e , valores de "Diseño" están basados en las resistencias nominales del hormigón y el acero: $f'_c = 28$ MPa y $f_{yt} = 420$ MPa respectivamente. Valores en paréntesis, "Ensayo", son calculados teniendo en cuenta las propiedades reales de los materiales a la hora del ensayo.

⁺⁺ Promedio de dos capas adyacentes.

4.2 Protocolo de ensayo e instrumentación

Los ensayos se realizaron bajo carga de compresión monotónica hasta llegar a la falla con tasas de carga del orden de 670 a 900 kN/min. Los ensayos se dieron por terminados cuando la carga soportada por el espécimen se redujo a más del 50% de la carga máxima. El acortamiento axial de los especímenes se midió con transductores potenciométricos lineales. Para los especímenes M7, M8 y M9, el acortamiento se midió sobre los 1830 mm de longitud entre las cabezas de carga (Figura 5c); para el espécimen M12, se midió en los 762 mm centrales de sección reducida. Los desplazamientos fuera del plano se midieron con potenciómetros de cuerda. Galgas de deformación en el acero de refuerzo, la superficie del hormigón y el núcleo de los elementos, permitieron la medición de deformaciones unitarias puntuales.



5 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

5.1 Comportamiento del espécimen M14: inicio del pandeo de barras longitudinales

La evolución del ensayo del espécimen M14 es presentado en la Figura 6. La carga axial del experimento es normalizada por la carga máxima teórica $P_o = f'_c(A_g - A_s) + f_y A_s$ y el acortamiento de la sección reducida es medido sobre los 762 mm centrales que no tienen recubrimiento del refuerzo. El inicio de la fluencia de las corbatas indica expansión del núcleo y es acompañada por el inicio de la inestabilidad lateral de aquellas barras longitudinales amarradas por estas. Grietas horizontales en la delgada piel de concreto que cubre el refuerzo son evidencia de deformación en flexo-tracción de los estribos perimetrales. Esto se asocia con el inicio de la inestabilidad lateral del acero longitudinal que no está restringido por corbatas. La secuencia de falla fue obtenida cada 1/30 de segundo y muestra el carácter súbito de la falla, que es provocada por el pandeo de las barras. Este fenómeno es acompañado por expulsión de parte del concreto del núcleo, reduciendo por ende el área de la sección transversal. Se observó que la longitud de pandeo de las barras se extendió entre $2s$ y $4s$, siendo s la distancia entre capas de acero transversal.

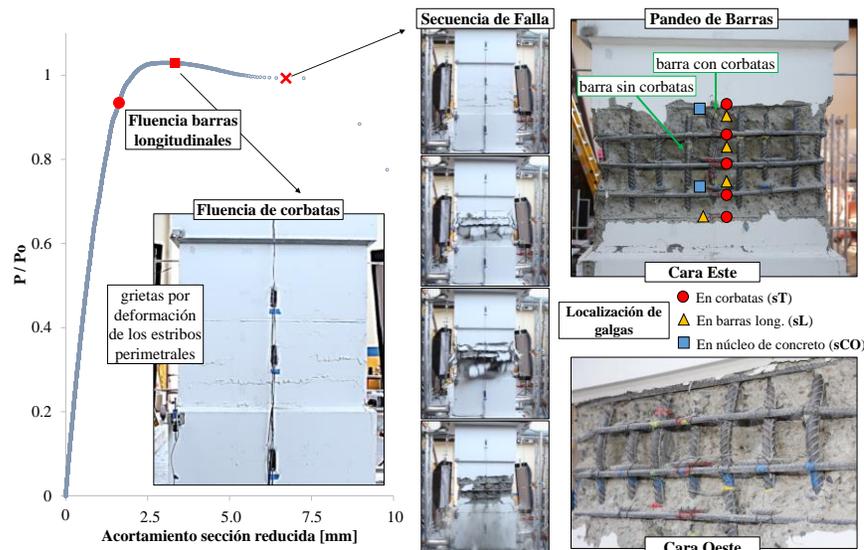


Figura 6: Evolución del ensayo del espécimen M14 y localización de galgas extensiométricas.

La Figura 6 también muestra la localización de las galgas extensiométricas en el acero longitudinal y transversal. Estas fueron colocadas de manera distribuida en un par de barras restringidas por corbata, a ambos lados del espécimen y fueron aplicadas en la cara interior de la barra (adyacente al núcleo). También se colocaron galgas en dos puntos centrales del núcleo de concreto, para medir deformaciones unitarias axiales de la sección reducida. Las corbatas centrales de esta misma sección también fueron instrumentadas. Mediciones de deformación unitaria longitudinal y transversal puntual son presentados en la Figura 7, para tres instantes de la evolución del ensayo: [i] primera fluencia del acero longitudinal (marcadores cuadrados); [ii] primera fluencia de las corbatas (marcadores circulares); y [iii] instante de inicio de la pérdida súbita de capacidad de carga (marcadores con equis). La posición de los marcadores de la Figura 7a indica la distribución de galgas extensiométricas a lo largo del espécimen. La Figura 7b muestra la evolución de la deformación unitaria en tres galgas de la barra longitudinal (sL6, sL7 y sL8,) y en la corbata central (sT6). También se presenta la relación entre la carga y la deformación del núcleo para efectos de referencia. El instante previo a la falla súbita muestra concentración de deformación unitaria en la galga sL7, mientras que la deformación medida por las galgas sL6 y sL8 se ha relajado sobre las articulaciones plásticas adyacentes. La corbata sT6 cambia hacia una rata mayor de elongación unitaria al momento de esta relajación, en valores cercanos a 0.5% de deformación unitaria promedio en el núcleo. Este cambio es posterior a la fluencia de la corbata y se asocia al inicio del desplazamiento lateral de la barra longitudinal amarrada. El pandeo de la barra cubre el amarre de tres corbatas (Figura 6) y ocurre bajo deformaciones unitarias del núcleo cercanas al 1%.

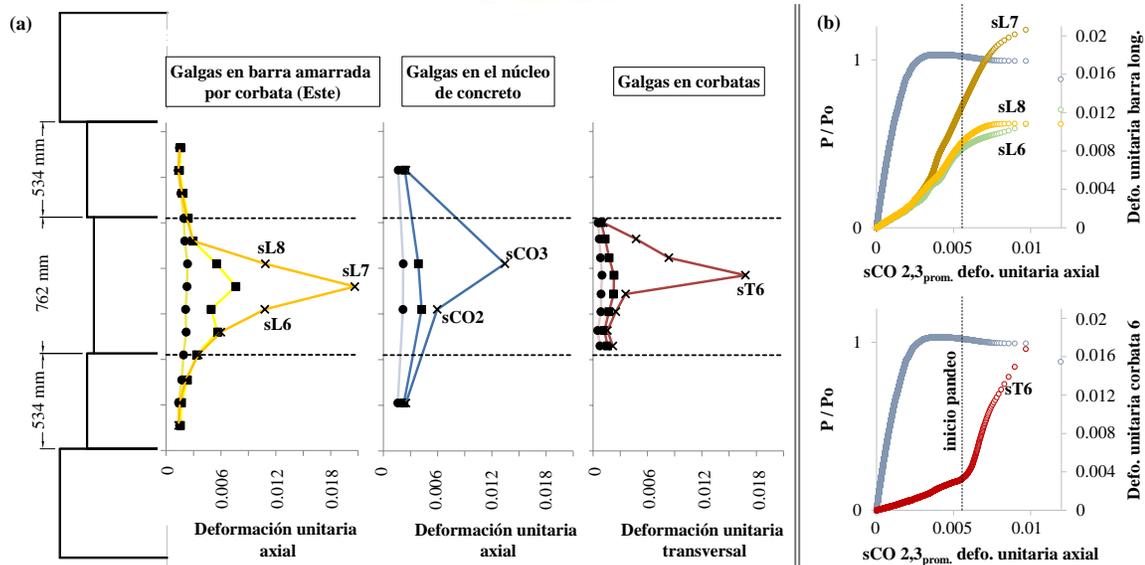


Figura 7: Deformación unitaria en galgas extensiométricas del espécimen M14: (a) distribución de deformación axial y transversal en tres instantes de la evolución del ensayo; (b) relaciones entre carga, deformación axial del núcleo, deformación axial de una barra longitudinal y deformación transversal de una corbata.

5.2 Comportamiento de los especímenes M7, M8 y M9

Luego de culminados los ensayos se realizó la inspección visual y mediciones sobre los especímenes fallados. La Figura 8 presenta fotos de los muros M7, M8 y M9. La deformación plástica, medida como la porción del muro con desprendimiento de recubrimiento, se concentró sobre longitudes que comprendían entre el 45 y 51% de la altura libre de los especímenes. Esto corresponde a valores entre 2.5 y 3.1 veces el espesor de los muros. El muro M9, con la mayor cuantía de acero transversal, resultó con la mayor extensión de la zona plástica, pero su mejor desempeño fue solo marginal.

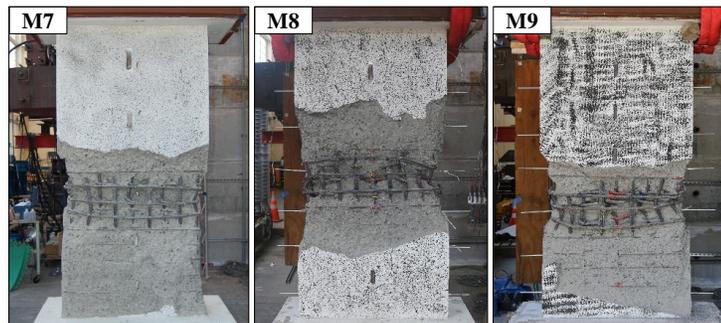
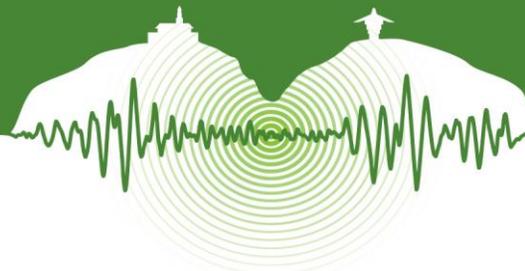


Figura 8: Estado de los especímenes luego de culminados los ensayos.

La Figura 9a muestra curvas de carga contra deformación unitaria promedio de los especímenes M7, M8 y M9. La deformación unitaria promedio es medida como el acortamiento de la porción entre las cabezas de carga y la longitud inicial $L_o = 1830$ mm. Como referencia, se presenta además el valor de la deformación unitaria máxima y promedio estimada para el elemento de borde de la Figura 3 (e.g. $\epsilon_{cu, \max} = 0.011$ y $\epsilon_{cu, \text{prom}} = 0.007$). Las curvas muestran un comportamiento con poca ductilidad luego de alcanzar la carga máxima. Los valores de carga normalizada están alrededor de 70% y 50% para los niveles de demanda promedio y máximos estimados anteriormente. La Figura 9b es una descripción cualitativa del comportamiento de los elementos de borde durante los ensayos. La ocurrencia de la fluencia del acero longitudinal se estimó bajo una deformación unitaria de 0.0023 en promedio. La deformación unitaria al inicio del desprendimiento del recubrimiento del acero, se estimó en 0.003, lo cual es consecuente con los valores de aplastamiento observados en los cilindros utilizados para monitorear la resistencia del concreto. Debido a la esbeltez de los muros y a que es inevitable que el recubrimiento se desprenda de manera asimétrica, el momento de volteamiento generado por la excentricidad entre la carga axial y el centroide de la sección sin cubierta, provoca desplazamientos fuera del plano que inducen deformaciones adicionales en la cortina de acero longitudinal de uno de los lados del espécimen (donde



primero se inició el desprendimiento del recubrimiento). Esto aumenta la deformación en dicha cortina, provocando el pandeo de las barras y la consecuente pérdida de capacidad de carga axial para incrementos de deformación unitaria promedio. Se observó que la longitud de pandeo de las barras amarradas se extendió entre $4.5d_b$, para las barras del espécimen M9, y $9d_b$ para los especímenes M7 y M8. El pandeo de las barras no atadas se midió en $18d_b$, para los muros M7 y M9. A pesar de restringir mejor las barras atadas a corbatas, el espécimen M9 tuvo un comportamiento similar al resto.

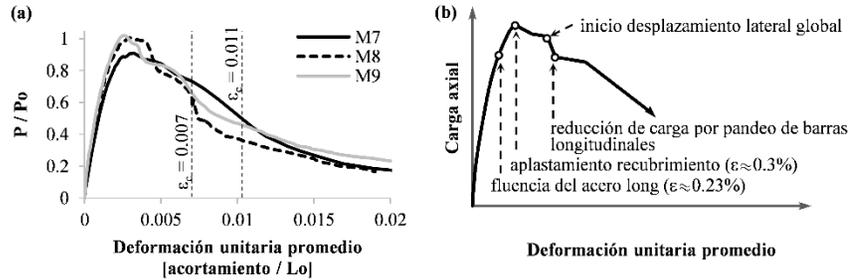


Figura 9: Relaciones de carga versus deformación unitaria promedio.

CONCLUSIONES

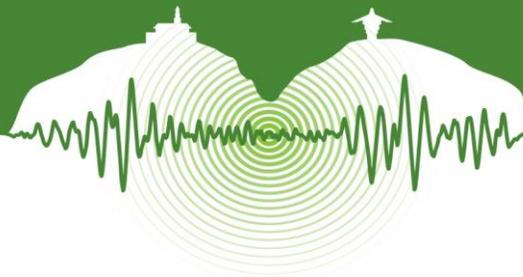
Con el fin de evaluar la ductilidad en compresión de elementos de borde delgados con capacidad de disipación de energía especial (DES), se ensayaron cuatro especímenes de concreto reforzado con detallado sísmico especial consistente con el Reglamento de Construcción Sismo Resistente de Colombia (NSR-10). Los especímenes tenían diferentes configuraciones de refuerzo transversal y su comportamiento sugiere que no es factible lograr un comportamiento dúctil de secciones rectangulares delgadas en compresión, si solo se siguen los requisitos mínimos de diseño exigidos por la NSR-10, para elementos especiales de borde. Se hipotetiza que el comportamiento global de los especímenes es comandado por la respuesta de un núcleo delgado cuya integridad se ve comprometida debido al aplastamiento y desprendimiento del recubrimiento, el pandeo de las barras longitudinales y la inestabilidad fuera del plano. Este comportamiento frágil de los elementos de borde repercute en la capacidad del muro para soportar demandas de flexo-compresión, al reducir su curvatura última. Por otro lado, la concentración del daño en porciones cercanas a tres veces el espesor del muro, se consideran bajas, y esto podría reducir la capacidad de desplazamiento lateral del muro. Estudios futuros deben explorar diferentes geometrías del refuerzo transversal, que sean factibles de construir y que incluyan el uso de materiales más competentes que permitan soportar altas deformaciones de compresión sin llegar a comprometer la integridad y la ductilidad del elemento de borde.

AGRADECIMIENTOS

Los ensayos presentados en este artículo fueron financiados en parte por National Institute of Standards and Technology a través del proyecto ATC-94 y por National Science Foundation bajo el contrato número 1208192. Las opiniones, hallazgos y recomendaciones de este artículo son propios de los autores y no necesariamente representan la de los entes de financiación. Los autores también desean agradecer a ERICO (LENTON) y CMC Rebar Fabricator por proveer parte del acero de refuerzo para los especímenes de este artículo. La asistencia de los estudiantes Angela Tarng, Itria Licitra, Isaac Williams, Anthony Campana, Daniela Martínez, Jorge Archbold y Lin Zhu es apreciada con inmensa gratitud. El primer autor desea agradecer a la Universidad del Norte y al Departamento Administrativo de Ciencia, Tecnología e Innovación, COLCIENCIAS en Colombia por su apoyo financiero y logístico para realizar sus estudios de doctorado en la Universidad de California Berkeley.

REFERENCIAS

- ACI Committee 318.2001. *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-11)*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute
- AIS. 2012. *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10)*. Bogotá: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- Arteta, C. A., To, D.V. and Moehle, J.P. 2014. Experimental response of boundary elements of code-compliant reinforced concrete shear walls. En *Proceedings of the 10th US National Conference on Earthquake Engineering*, Anchorage, AK, Artículo No. 864.
- Moehle, J.P. 1992. Displacement-based design of RC structures subjected to earthquakes. *Earthquake spectra*. Vol 8, N° 3, pp. 403-428.
- Moehle, J.P., Ghodsi, T., Hooper, J.D., Fields, D.C. and Gedhada, R. 2011. *Seismic design of cast-in-place concrete special structural walls and coupling beams: A guide for practicing engineers (IST GCR 11-917-11REV-1)*. Gaithersburg, MD: Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering.
- Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. and Kowalsky, M.J. 2007. *Displacement Based Seismic Design of Structures*. Pavia: IUSS Press.
- Wallace, J. W. and Orakcal, K. 2002. ACI 318-99 provisions for seismic design of structural walls. *ACI Structural Journal*. Vol 99, N° 4, pp. 499-508.



Calificación de conexiones de perfiles I de acero - Viga conectada al eje débil de la columna

Qualification of Beam-to-Column weak axis Connections for I-shaped sections

Carolina Andrade García¹ y Gabriel F. Valencia Clement²

¹Estudiante de la Maestría en Ingeniería - Estructuras, Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, Colombia

²Profesor titular, Catedrático emérito, Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, Colombia

RESUMEN

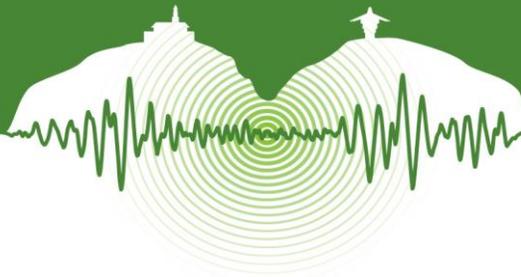
Se presenta una síntesis de una investigación que se desarrolló para calificar unas conexiones de vigas de acero conectadas al eje de menor inercia de columnas tipo I de acero (en adelante CED). El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 en el capítulo F3 exige que en pórticos resistentes a momento (PRM) se empleen conexiones cuyo comportamiento haya sido evaluado mediante ensayos cíclicos en laboratorio, evaluación que se conoce como calificación de la conexión. NSR-10 ofrece tres alternativas, usar las conexiones precalificadas incluidas en el documento ANSI/AISC 358, calificar las conexiones que se vayan a usar en el PRM, o usar conexiones calificadas por terceros de acuerdo con NSR-10, F3.11. Por lo anterior, suelen presentarse limitaciones a la hora de diseñar estructuras de acero para edificios y en algunos casos la configuración de éstas obliga a plantear el uso de conexiones no calificadas, lo que no es permitido por NSR-10. Uno de estos casos es la CED, la cual no está contemplada en el AISC, el FEMA, o en el reglamento NSR-10.

En ese sentido, el propósito de la investigación era analizar el comportamiento de unas CED, ante cargas cíclicas, a partir de la experimentación y del modelado mediante elementos finitos. Para tal efecto, se analizaron dos configuraciones de CED, unas empornadas y otras soldadas y de cada configuración se ensayaron tres conexiones con diferentes peraltes de viga. Para evaluar su comportamiento se modelaron varios prototipos de conexión y se analizaron mediante modelos de elementos finitos; adicionalmente se hicieron pruebas de laboratorio a escala real, evaluando el comportamiento de las conexiones sujetas a cargas cíclicas, las cuales fueron aplicadas siguiendo el protocolo del NSR-10, F3.11. Como resultado de los ensayos de laboratorio y de los análisis por elementos finitos de las conexiones, se determinó que los seis especímenes cumplieron los requisitos de rotación exigidos en el NSR-10 y en el AISC, a saber, 0.04 radianes, así como también los requisitos de resistencia y ductilidad necesarios para una conexión rígida de un PRM. Finalmente, se puede concluir a partir de éste estudio que las conexiones evaluadas pueden ser utilizadas en edificaciones sismo resistentes de acero, ya que cumplen con los requisitos necesarios dentro del reglamento NSR-10. Palabras clave: calificación de conexiones, conexiones al eje débil, diseño sismo resistente, método de los elementos finitos.

ABSTRACT

In this paper, a summary of the research developed to qualify the connections of W-shapes beams attached to weak axis of W-shape columns (hereafter WAC) is presented. The Colombian Earthquake Resistant Building Regulations, NSR-10, in chapter F3 specifies that, when using special moment frames (SMF), cyclic tested connections must be used. These evaluation process is known as Connections Qualification. NSR-10 offers three alternatives; the use of pre-qualified connections included in ANSI/AISC 358; the qualification of connections that will be used in the SMF; or, tests reported in the research literature or documented tests performed for other projects that represent the project conditions. Hence, it is usual to find limitations at design time of steel structures for buildings, and some times, because configuration issues, it would be necessary to use non-qualified connections, which is not permitted by NSR-10. One of this cases is the WAC which is not included in AISC, FEMA or NSR-10 regulations.

In this sense, the purpose of this investigation was to analyze the behavior of WAC at cyclic loads, by connections cyclic tests and finite element analysis. To achieve this, two configuration of WAC were analyzed; some bolted and others welded, and for each one of these configurations with three different beams depth were tested. For checking each behavior, several connection



prototypes were modeled and analyzed using finite elements analysis; additionally, real scale laboratory tests were made for assessing the connections behavior under cyclic load, applied under NSR-10, F3.11 protocol. As a result of these lab tests, and the finite element analysis of the connections, it was found that the six different types of connections meet the rotation requirements required by the NSR-10 and AISC, that is 0.04 radians. They also meet the strength and ductility requirements for a rigid connection in SFM's. Finally, it's been conclude from this research that all the connections that were studied can be used in seismic resistant steel structures, since they meet the requirements of NSR-10 standard.

Key words: connections qualification, weak axis connections, seismic resistant design, finite elements method.

1 INTRODUCCIÓN

Los terremotos de Northridge (1994) y de Kobe (1995) hicieron evidentes algunas de las deficiencias de las conexiones usadas para las construcciones sismo-resistentes de acero que fueron afectadas por esos sismos, por la forma y el tipo de fallas halladas en las estructuras, se encontró que el comportamiento de las conexiones no fue el esperado y se realizó una extensa investigación en el tema. A partir de ahí se han estudiado las conexiones más usadas en esa época, como también nuevos tipos, estableciendo procedimientos a seguir para calificarlas y limitando el uso de conexiones en pórticos resistentes a momento, a sólo aquellas que estén precalificadas o que se califiquen.

En la actualidad continúa una amplia investigación de las conexiones que se pueden usar en zonas de riesgo sísmico medio y alto para edificios, buscando opciones que ofrezcan un buen comportamiento sísmico, lo que en buena medida se puede garantizar si cumplen requisitos exigidos por el NSR-10, F3, y que sean estructural y económicamente viables.

Para el diseño de edificios en acero, se busca aprovechar la ductilidad de este material mediante la configuración del edificio gracias al uso de pórticos resistentes a momento o arriostrados. En los primeros y algunos tipos de los segundos, se hace necesario el uso de conexiones rígidas precalificadas o calificadas.

Hoy en día, las conexiones viga-columna para perfiles I precalificadas por el AISC o por el FEMA, están solamente para el caso de las almas de viga y columna contenidas en el mismo plano (conexión al eje fuerte de la columna), en adelante CEFC, obligando a buscar una configuración en el edificio que a veces es difícil de cumplir, haciéndose necesario en algunos casos una conexión viga-columna, con las almas perpendiculares entre sí (conexión al eje débil de la columna), en adelante CEDC, lo cual no está contemplado en el AISC ni en el reglamento sismo-resistente colombiano NSR-10. En la Figura 1 se pueden observar estos dos tipos de conexiones.

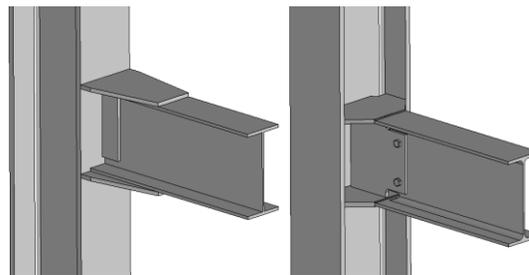


Figura 1: Ejemplo de una conexión CEFC (izquierda) y una conexión CEDC (derecha).

2 OBJETIVOS

El principal objetivo de esta investigación fue analizar el comportamiento de dos tipos de CEDC ante cargas cíclicas, a partir de la experimentación y del modelado por el método de los elementos finitos (MEF) determinando si es posible o no su uso en edificios de acero sismo resistentes. Para tal efecto, seis especímenes fueron diseñados y fabricados simulando las condiciones que se presentan en obra, al momento de hacer el montaje de la conexión. De cada espécimen se hizo un ensayo en laboratorio aplicando el protocolo de carga que está establecido en NSR-10, F.3.11.3 para ensayos cíclicos de calificación de conexiones viga-columna. Así mismo, se realizó un estudio analítico de las conexiones a través del modelado por MEF, con el fin de evaluar diferentes parámetros de la conexión en la etapa de diseño y de confirmar los resultados de los ensayos cíclicos en laboratorio.



3 DETALLES Y RESUMEN DEL DISEÑO DE LAS CONEXIONES

El diseño de conexiones rígidas sismo resistentes ha sido ampliamente estudiado y se encuentra una extensa documentación en lo que respecta a las CEFC; sin embargo, hay muy pocas investigaciones similares para las CEDC, por lo que para su diseño se parte de las recomendaciones para las CEFC y de algunas investigaciones que se encuentran al respecto. Para esta investigación, una de las referencias que se tomó, fue la propuesta de Chad S. y Chia-Ming (Gilton & Uang, 2002), cuyos lineamientos siguen los requisitos del AISC (especificaciones y provisiones) pero a diferencia de las conexiones en sentido fuerte plantean un diseño distinto para la zona de panel y para la placa que conecta el alma de la viga al alma de la columna, considerando que ésta última toma una parte del momento flector. El diseño de las conexiones se basó en el reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, el Seismic Provisions for Structural Steel Building, AISC 341-10, publicado por AISC, [AISC, 2011] (en adelante AISC 341-10), y las recomendaciones presentes en Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications (en adelante AISC 358-10).

Como se señaló previamente, la investigación incluyó dos tipos de conexiones una empernada y una soldada, y de cada una de ellas se ensayaron tres especímenes, cuya diferencia radica principalmente en el peralte de las vigas, que varía desde 270 mm hasta 330 mm. Los perfiles utilizados en cada conexión y el tipo de conexión se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1: Propiedades de las conexiones

ESPÉCIMEN	VIGA	COLUMNA	TIPO
CS-1	IPE 270	W14x82	Soldada
CS-2	IPE 300	W14x82	Soldada
CS-3	IPE 330	W14x82	Soldada
CP-1	IPE 270	W14x82	Empernada
CP-2	IPE 300	W14x82	Empernada
CP-3	IPE 330	W14x82	Empernada

Se debe resaltar que la elección de estos perfiles se hizo considerando el equipo con que se contaba para realizar los ensayos (un gato hidráulico capaz de transmitir 25 ton. máximo) como también que cumplieran con los requisitos que exige el NSR-10 en su capítulo F.3 en cuanto a las relaciones de esbeltez de las aletas y del alma para elementos sísmicos. Adicionalmente a esto, los perfiles se seleccionaron teniendo en cuenta el contexto colombiano, y de la oferta en el mercado nacional.

Para llegar al diseño final de las conexiones se evaluaron varias de las pautas y recomendaciones encontradas en estudios previos, de las cuales resaltan las investigaciones realizadas por Driscoll (1980) y por Gilton y Uang (2002). Para determinar qué recomendaciones seguir en la presente calificación, se analizó cada tipo de conexión por MEF; y es a partir de los resultados de estos análisis que se determinó la mejor configuración para las uniones. A continuación se presentan las más relevantes.

3.1 RECOMENDACIONES DE DISEÑO

3.1.1 Ubicación de la viga.

Esta recomendación busca cumplir con dos propósitos, disminuir la concentración de esfuerzos en la conexión y evitar que la soldadura entre la viga y las placas de continuidad (PC) esté sometida a grandes sollicitaciones, que conlleven a la falla de la misma. Con el fin de determinar cómo incide esta separación en el comportamiento de las conexiones, se hicieron dos modelos de la unión soldada, el primero ubicando la viga a una distancia de 76 mm de las aletas de la columna y el segundo localizando la viga justo al finalizar las aletas de este elemento, tal como puede apreciarse en la Figura 2. Como resultado de este análisis, se evidencia que el comportamiento de la conexión mejora al alejar la viga de la columna, razón por la cual esta separación se utilizó en los dos tipos de conexiones del presente estudio.

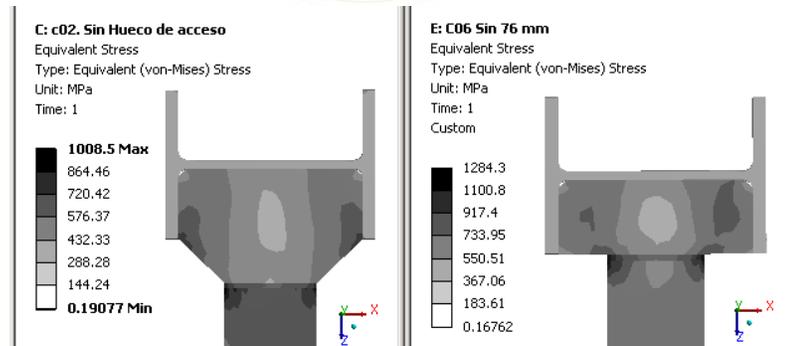


Figura 2: Distribución de esfuerzos en la conexión soldada. Al alejar la viga de la columna (izquierda) y sin transición (derecha).

3.1.2 Espesores de las placas de continuidad.

Una de las recomendaciones que se encuentran en varias de las investigaciones de CECD, es que los espesores de las placas de continuidad sean mayores a los espesores de las aletas de la viga. Aunque inicialmente esta recomendación tiene como principal propósito facilitar el proceso de fabricación, al hacer un estudio paramétrico de la relación de los esfuerzos que se presentan en la columna con respecto al espesor de las placas de continuidad, se encontró que el aumentar este espesor disminuye la concentración de esfuerzos en la columna, mejorando el comportamiento de la conexión. Este comportamiento puede observarse en la Figura 3, en donde se muestra cómo varían los esfuerzos que se presentan en la columna al cambiar el espesor de las placas de continuidad. Como resultado de este análisis, se encontró que al utilizar mayores espesores en estas placas se puede disminuir de forma considerable los esfuerzos a los que está solicitada la columna, mejorando el comportamiento de la conexión.

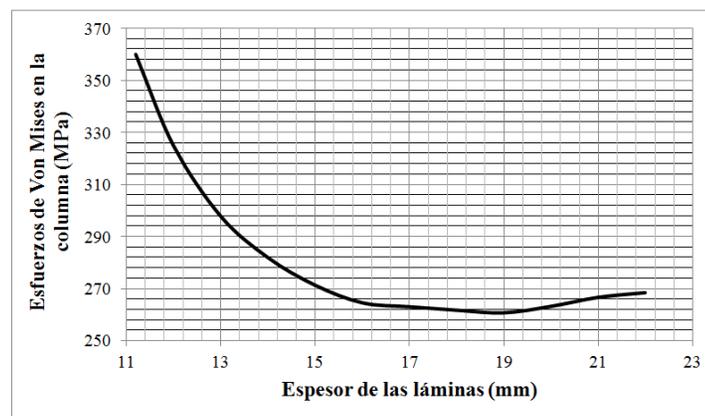


Figura 3: Relación de esfuerzos Von Mises presentados en la columna con el espesor de las placas de continuidad (análisis MEF).

3.2 DISEÑO DE LA CONEXIÓN SOLDADA

El esquema general de las conexiones soldadas de esta investigación se muestra en la Figura 4. En esta figura se puede observar la ubicación de las soldaduras de demanda crítica, las cuales se encuentran en la unión de las placas de continuidad con la viga. Es importante resaltar, que este tipo de soldadura requiere la utilización de placas de respaldo (elementos que hacen parte del procedimiento de soldado y que se requieren con el fin de permitir la aplicación de la soldadura de penetración total). La razón de señalar este elemento en la conexión, es que para las uniones CECF calificadas, se exige retirar la placa de respaldo del patín inferior de la viga. Al no existir ninguna recomendación al respecto con las conexiones CECD, en esta investigación se determinó mantener estas placas tanto en la aleta inferior como en la superior, teniendo en cuenta que su retiro requiere de un procedimiento especial de soldadura, que aumenta el trabajo de campo y por ende los costos de la unión. Por tal motivo, en la conexión del tipo sol-



dada de esta investigación se mantuvieron ambas placas de respaldo, lo que permitió evaluar el comportamiento de la conexión con esta configuración.

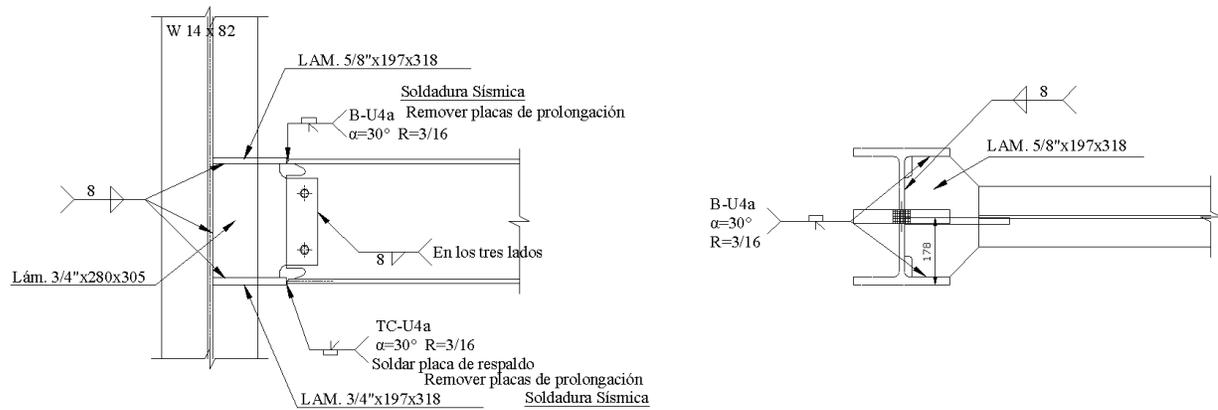


Figura 4: Esquema general conexión soldada.

3.3 DISEÑO DE LA CONEXIÓN EMPERNADA

Al ser una conexión emperrada, el diseño de este tipo de unión requiere evaluar más estados límites que en el diseño de la conexión soldada. Como ya se advirtió antes, una de las razones para elegir los perfiles utilizados en esta investigación fue la facilidad de conseguir los perfiles en el país, consideración que también se tuvo para elegir el tipo de perno utilizado, en este caso los A325. Al respecto, aunque las conexiones emperradas actualmente precalficadas fueron evaluadas con pernos A490, el uso de este tipo de perno en el país no está ampliamente difundido por la dificultad de encontrar pernos de esta denominación en el contexto nacional. El esquema de la conexión emperrada se puede advertir en la Figura 5.

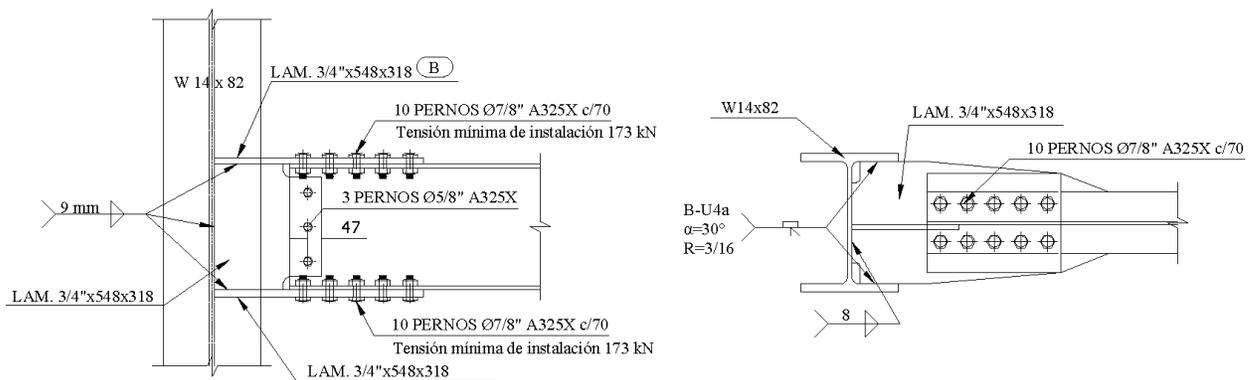


Figura 5: Esquema de la conexión emperrada.

Otra característica adicional de las conexiones emperradas, es que requieren de un ancho mínimo de los patines de la viga, con el fin de evitar una disminución de la resistencia de la misma, al disminuir su área neta. Es por esta razón que a la conexión emperrada calificada en este estudio se le aumentó la sección transversal de la viga, soldando a las aletas una platina de 50 mm de ancho a lado y lado del perfil y sólo en la zona emperrada. Esta ampliación de las aletas de la viga, se evidencia en la Figura 6.

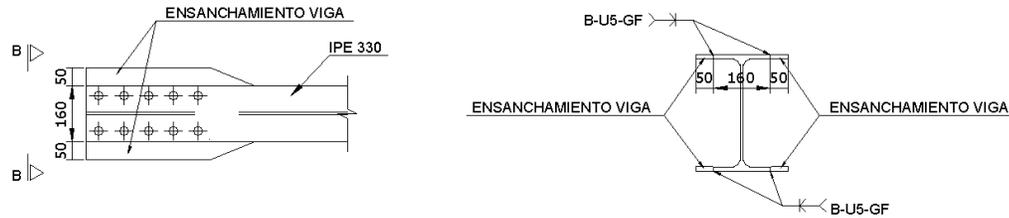
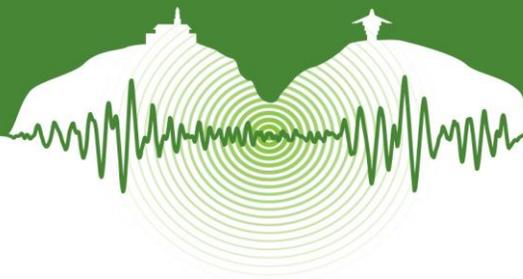


Figura 6: Detalle del ensanchamiento de la viga.

4 ENSAYOS DE LABORATORIO

Uno de los requisitos esenciales de los ensayos de laboratorio de las conexiones, es que se simulen los diferentes aspectos presentes en una edificación real, en lo que se refiere a la conexión y a su proceso de montaje. Aspectos como la geometría, el procedimiento de soldadura (incluyendo la posición del soldador en obra) y las condiciones de borde de la conexión en una edificación sísmo resistente, son los que determinan cómo se fabrica, se monta y se ensaya la conexión. En el caso de esta investigación, las conexiones se diseñaron con el fin de reducir el trabajo de campo, lo que se logró fácilmente con la conexión emperrada, no siendo igual para la conexión soldada que por el propio proceso constructivo requiere de un mayor trabajo de campo.

Para considerar las condiciones de apoyo de la conexión, se diseñó una estructura de soporte que adicional a su función de sostener la unión, restringía los desplazamientos de la columna en cualquier sentido y la rotación con respecto al eje de la columna.

Otra condición importante en el diseño de elementos metálicos es la longitud no arriostrada, la cual debe garantizarse en el ensayo ubicando en la viga algún elemento que restrinja en este punto la rotación del elemento. Para lograr este objetivo, se diseñó un dispositivo que permitiera el desplazamiento de la viga perpendicular al eje longitudinal de ésta mas no su rotación. El montaje final de la conexión, incluyendo el dispositivo de arriostramiento se puede observar en la Figura 7.

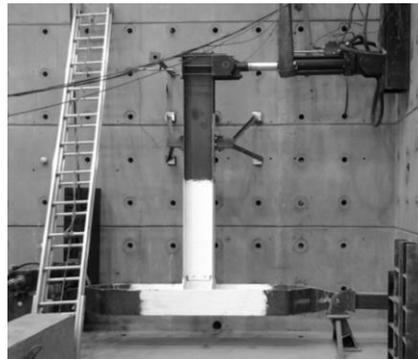


Figura 7: Montaje de la conexión en el muro de reacción (Laboratorio de la Universidad de los Andes).

4.1 Protocolo de carga

Para realizar los ensayos cíclicos, se utilizó el protocolo de carga dado en el NRS-10, F.3.11.3, el cual está basado en el Protocolo para Fabricación, Inspección, Pruebas y Documentación para Ensayos de conexiones Viga Columna y otros Especímenes Experimentales (SAC, 1997), y el cual se puede apreciar en la Figura 8.

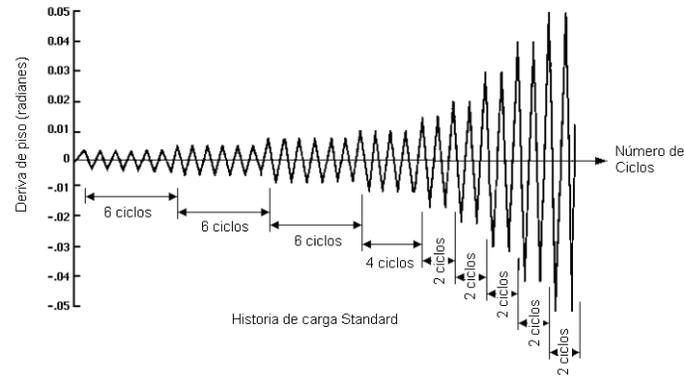
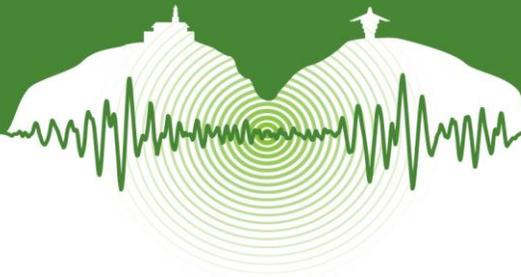


Figura 8: Protocolo de carga SAC (Standard).

5 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

En el proceso de calificación de una conexión, se hacen diferentes tipos de análisis con los cuales se determina si efectivamente la conexión cumple con los requisitos necesarios para ser utilizada en edificaciones sismo resistentes metálicas. De los ensayos de laboratorio se obtienen dos tipos de información, los resultados numéricos con los que se puede obtener la relación carga-desplazamiento de cada conexión y a partir de esta última la relación momento rotación. Adicionalmente, de estas pruebas se obtienen los resultados visuales que permiten determinar las fallas que se presentaron en la conexión durante los ensayos.

Es a partir de esta información, que se determinó la validez de las conexiones diseñadas como sísmicas, de acuerdo con los requisitos del NSR-10 para la calificación de conexiones. En este punto, es importante señalar que para analizar el comportamiento de las conexiones, se obtuvieron las curvas de histéresis carga-desplazamiento y las curvas de histéresis momento-rotación, medidas desde el eje de la columna. Es de estas últimas curvas, que se puede establecer si la calificación de las conexiones fue exitosa o no.

5.1 Conexiones soldadas

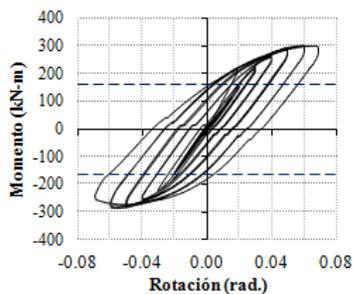


Figura 9: Curva de histéresis Momento - Rotación CS-1.

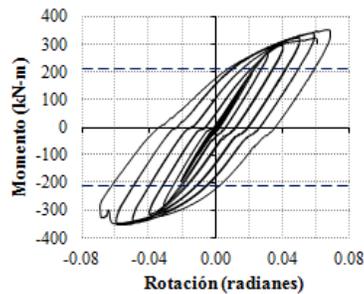


Figura 10: Curva de histéresis Momento - Rotación CS-2.

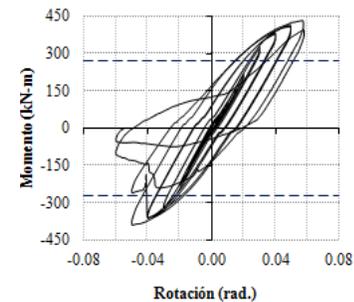


Figura 11: Curva de histéresis Momento - Rotación CS-3.

Al evaluar el resultado de los ensayos de las conexiones soldadas, se encontró que todas cumplieron con el requisito de deriva y de resistencia necesarios, de la Figura 9 a la Figura 11 se puede observar este resultado que se manifiesta en las curvas de histéresis, en ellas la línea punteada indica la resistencia mínima que debe tener la conexión a los 0.4 radianes para considerarse sísmica, y es a partir de esta apreciación que se puede afirmar que las conexiones han superado esta exigencia de la calificación.

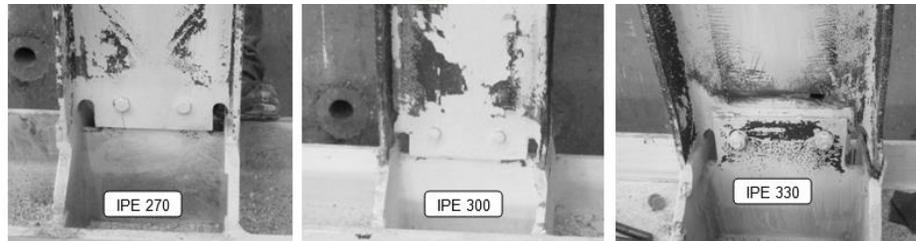


Figura 12: Formación de la rótula plástica en los especímenes soldados.

En cuanto al mecanismo de falla, este se presentó de forma similar a otras conexiones soldadas, cuyo comportamiento general al estar sometidas a cargas cíclicas inicia con la plastificación de las aletas de la viga evidenciando deformaciones permanentes que van aumentando hasta presentarse en el alma de la viga, formando así la rótula plástica. En este punto es importante resaltar, que uno de los interrogantes de los ensayos de las conexiones soldadas, era evaluar el comportamiento de estas al mantener la placa de respaldo en el patín inferior. Al respecto, se encontró que al superar los 0.5 radianes la soldadura del patín inferior del espécimen CS-3 se fracturó, pero en este punto la conexión ya había superado los requisitos mínimos necesarios para aprobar la calificación, razón por la cual la calificación de los especímenes soldados fue satisfactoria.

5.2 Conexiones empernadas

Al igual que las conexiones soldadas del punto anterior, las conexiones empernadas cumplieron con los requisitos de deriva y de resistencia requeridos lo que muestra su validez para utilizarse en edificaciones sismo resistentes, tal como puede apreciarse en las Figuras 13 a 15.

En cuanto al mecanismo de falla que se presentó en las conexiones de este tipo, es muy similar a la de las CECD soldadas, en donde la plastificación se inicia en las aletas de la viga, las deformaciones permanentes van aumentando conforme aumenta la carga, y aparecen en el alma de la viga.

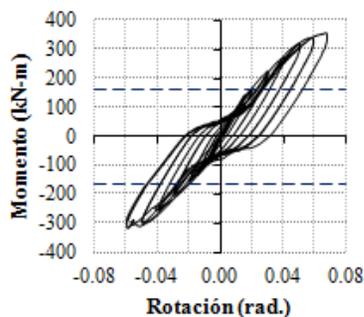


Figura 13: Curva de histéresis Momento - Rotación CP-1.

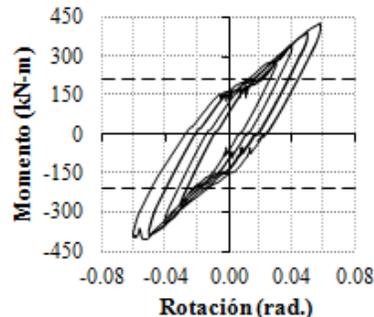


Figura 14: Curva de histéresis Momento - Rotación CP-2.

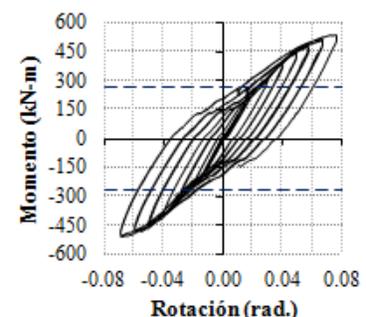


Figura 15: Curva de histéresis Momento - Rotación CP-3.

Es importante resaltar que el ensanchamiento de la viga produjo un comportamiento similar al que se encuentra en la conexión conocida como hueso de perro, en donde el aumento de la sección de la viga hizo que la rótula plástica, se presentara al finalizar el ensanchamiento de las aletas, como se evidencia en la **Figura 16**. Es interesante observar el estrechamiento que se presenta en las curvas, así como los cambios de pendiente súbitos, los cuales se deben principalmente al efecto de deslizamiento de los pernos

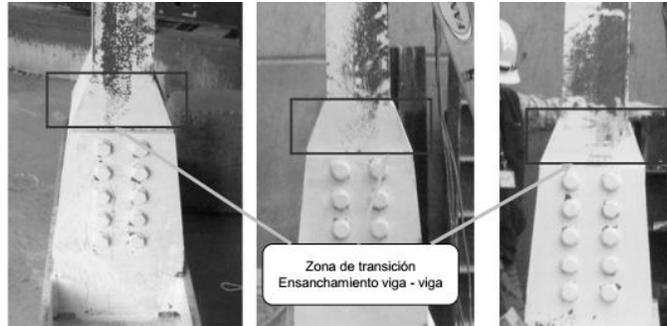
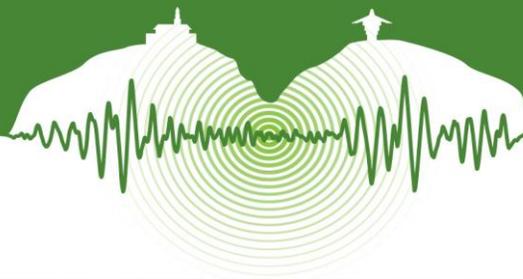


Figura 16: Ubicación de la rótula plástica en las conexiones empernadas.

6 RESULTADOS DE LA MODELACIÓN NUMÉRICA

Cada tipo de conexión fue evaluado por MEF, mediante análisis inelásticos, aplicando el protocolo de carga presentado en la sección 4.1, y como resultado la distribución de esfuerzos se asemeja a la presentada en los ensayos de laboratorio, como puede apreciarse en la Figura 17 y en la Figura 19, en donde se presentan la distribución de esfuerzos de la conexión soldada y de la conexión empernada.

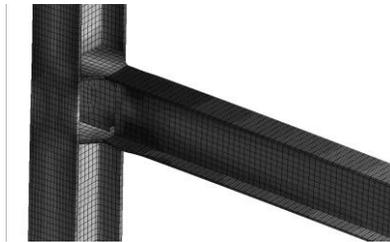


Figura 17: Estado final de esfuerzos de la conexión soldada.

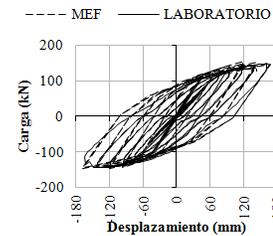


Figura 18: Curva de histéresis Carga - Desplazamiento MEF Vs. Laboratorio.

Así mismo, de la modelación numérica se obtuvieron las curvas de histéresis teóricas para la conexión soldada y de la conexión empernada, las cuales se presentan en la Figura 18 y en la Figura 20, en donde la línea punteada indica el resultado por MEF y la línea continua el resultado de graficar los datos obtenidos en laboratorio. Como conclusión de esta modelación, se observa que tanto la distribución de esfuerzos y las curvas de histéresis teóricas obtenidas de los modelos numéricos, confirman los resultados de los ensayos de laboratorio.

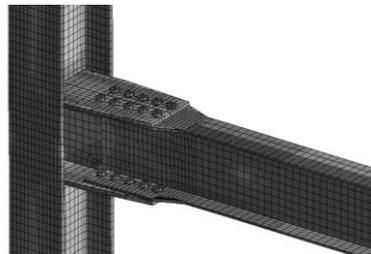


Figura 19: Estado final de esfuerzos de la conexión empernada.

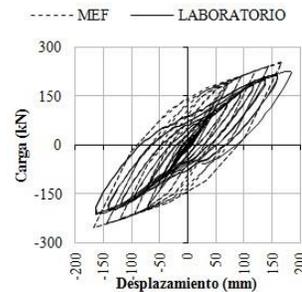


Figura 20: Curva de histéresis Carga - Desplazamiento MEF Vs. Laboratorio.



CONCLUSIONES

1. Todas las conexiones cumplieron con los requisitos exigidos para ser consideradas como sísmicas, y su uso en edificaciones sísmo resistentes es posible para pórticos resistentes a momento PRM de acero.
2. El uso de placas de continuidad de espesores grandes demostró disminuir la concentración de esfuerzos que se presentan en la columna. Esta consideración se evaluó en la etapa de análisis MEF, que como resultado mostró que el valor de los esfuerzos que se presentan en la columna disminuía conforme se aumentaba el espesor de las placas PC. Este resultado validó la práctica de sobre diseñar estos elementos, lo que fue confirmado al evaluar el comportamiento en los ensayos, encontrando que ni la columna ni las placas PC presentaron ningún tipo de falla tanto en las conexiones soldadas, como en las emperradas.
3. El comportamiento de los pernos A325 fue satisfactorio, no se presentó ninguna falla durante el ensayo y el estado final de estos elementos fue consistente con lo esperado. La importancia de este resultado, radica en la exigencia del AISC para las conexiones emperradas al eje fuerte de utilizar pernos A490, que al ser más resistentes que los primeros, requieren una menor cantidad de pernos.
4. El ubicar la viga a 76 mm de los patines de la columna redujo la concentración de esfuerzos en la soldadura que une la placa PC y la columna. Esta recomendación se evaluó en la modelación numérica, encontrando que es totalmente válida y se confirmó durante los ensayos de laboratorio.
4. El análisis inelástico mediante MEF, utilizando los parámetros que se definieron en la investigación, demostró su validez en la evaluación del comportamiento de las conexiones estudiadas, por lo que se puede recomendar para estudiar conexiones de igual tipología, en las que por ejemplo se tengan dimensiones diferentes de vigas.
6. El comportamiento de todas las conexiones fue satisfactorio, cada una de las uniones presentó altos niveles de resistencia y de ductilidad, considerando que la mayoría de las conexiones no mostró degradación de su resistencia durante los ensayos. En cuanto a las deformaciones inelásticas y demás tipos de falla que se presentaron en las conexiones, se pudo apreciar que estas aparecieron cuando la conexión ya había superado los 0.04 rad. de rotación, y que adicionalmente todas las conexiones alcanzaron M_p antes de llegar a este mismo límite de rotación.

AGRADECIMIENTOS

El presente artículo es el resultado de un proyecto de investigación desarrollado en la Universidad Nacional de Colombia (pendiente de publicación) gracias al apoyo financiero y técnico de TECMO S.A. Así mismo, en este punto debemos expresar un profundo agradecimiento a los profesores de la Unidad de Estructuras de la Universidad Nacional de Colombia, y a todo el grupo de trabajo del laboratorio integrado de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universidad de los Andes.

REFERENCIAS

- Andrade García, C. and Valencia Clement, G. Calificación de conexiones de perfiles I de acero - Viga conectada al eje débil de la columna., *Tesis de maestría en ingeniería de estructuras*, Facultad de ingeniería, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, pendiente de publicación.
- Astaneh-Asl, A. 1995. Seismic Design of Bolted Steel Moment-Resisting Frames. Steel Tips, Structural Steel Education Council, Moraga.
- Chi, B. & Uang, C.-M. 2002. Cyclic Response and Design Recommendations of Reduced Beam Section Moment Connections with Deep Columns. *Journal of Structural Engineering*, N° 128, 464.
- Driscoll, G. C. J. B., Lynn S. 1982. Suggestions for Avoiding Beam- to- Column Web Connection Failure. *AISC Engineering Journal*, 16-19.
- Gilton, C. S. & Uang, C.-M. 2002. Cyclic Response and Design Recommendations of Weak-Axis Reduced Beam Section Moment Connections. *Journal of Structural Engineering*, N° 128, 452.
- Michel Bruneau, C.-M. U. y. R. S. 2011. Ductile Design of Steel Structures, Nueva York, Chicago, San Francisco y otros.
- REGLAMENTO COLOMBIANO SISMO RESISTENTE, NSR-10. Decreto 926 del 19 de marzo de 2010 – Actualización. [en línea], consultado el 25 de noviembre de 2012. Disponible en: www.uptc.edu.co/export/sites/default/.../NSR-10
- Saraswati Setia, C. V. R. M. a. V. K. S. 2008. Improved Configuration of Weak-Axis Connections in Seismic Steel Moment Frames. The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China.
- Subramanian, N. 2010. *Steel Structures. Design and Practice*, India, Oxford University Press.
- Tamboli, A. R. 2010. *Handbook of Structural Steel Connection Design and Details*.
- Thomas, F. M. 1998. *Moment Connections to Columns Webs*.
- Valencia, C. G. y Uribe, V. M. 2008. Calificación de una conexión rígida de una viga I y una columna tubular rellena de concreto bajo la acción de cargas dinámicas. Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola. Bogotá, Universidad Nacional de Colombia.
- Valencia Clement, G. 2004a. *ESTRUCTURAS DE ACERO. Diseño con Factores de Carga y Resistencia.*, Bogotá. Colombia.
- Valencia Clement, G. .2004b. *Notas de Clase. Diseño Sismo Resistente de Estructuras de Acero.*, Bogotá. Colombia.
- Valencia Clement, G. 2010. *Diseño básico de estructuras de acero de acuerdo con NSR-10*, Bogotá. Colombia.



Evaluación experimental de una estrategia de control semiactivo en una estructura a escala reducida.

Experimental evaluation of a semi-active control strategy on a reduced scale structure.

Salvador Matilla¹, Alexander Solarte², Mateo González^{3*}, Daniel Gómez⁴, Peter Thomson⁵

¹Est. Maestría en Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, Universidad del Valle, Cali, Colombia

²Est. Maestría en Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, Universidad del Valle, Cali, Colombia

³Est. Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, Universidad del Valle, Cali, Colombia

⁴Profesor Auxiliar, Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, Universidad del Valle, Cali, Colombia

⁵Profesor Titular, Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, Universidad del Valle, Cali, Colombia, Grupo de Investigación G-7

RESUMEN

En este artículo se describe la construcción y evaluación de un amortiguador semiactivo de fricción variable (ASAFV) como sistema de control de bajo costo para reducir las vibraciones generadas por sismos en estructuras. Para este fin, se diseñó, construyó y caracterizó dinámicamente una estructura metálica de pruebas, similar a una estructura *benchmark*, la cual ha sido utilizada por otros investigadores en el campo del control estructural. Dicha estructura es modular y tiene la posibilidad de armarse en hasta seis pisos. La caracterización de la estructura se hizo utilizando el simulador sísmico de la Universidad del Valle para someter la estructura a movimientos en su base. Se instrumentó la estructura con una configuración de tres pisos con acelerómetros en cada nivel, se procesaron los resultados mediante análisis modal espectral y se encontró que las frecuencias naturales asociadas a los primeros tres modos de vibración son 2.48 Hz, 7.11 Hz y 10.40 Hz, y las razones de amortiguamiento modal 0.71%, 0.32% y 0.28%. El ASAFV consiste en un freno hidráulico con pastillas de resina adaptado a un servomotor el cual puede controlarse desde un procesador. Se caracterizaron experimentalmente las fuerzas de fricción dinámicas generadas por el ASAFV y se encontró que este dispositivo puede controlarse para producir una fuerza de hasta un 70% del peso de la estructura. En función de los resultados de la caracterización de la estructura de pruebas y del ASAFV, se sometió la estructura de pruebas, controlada con el ASAFV, a excitaciones sísmicas en la base, utilizando el simulador sísmico uniaxial. Con estos ensayos se alcanzaron reducciones de más del 50% en los desplazamientos RMS.

Palabras clave: Control semiactivo, fricción, mesa sísmica.

ABSTRACT

This article describes the construction and evaluation of a semi-active variable friction damper (SAVFD) as a low cost control system to reduce the structural earthquake response. A steel test structure, similar to a *benchmark* structure used by other researchers in the field of structural control, was designed, built and experimentally characterized. This structure is modular and has the possibility of having up to six stories. The characterization of the structure was performed on the shaking table of the Universidad del Valle. A three-story structure was instrumented with accelerometers in each level, and the data was processed using spectral modal analysis. The natural frequencies associated with the first three vibration modes are 2.48 Hz, 7.11 Hz and 10.40 Hz, and the reasons for modal damping 0.71%, 0.32% and 0.28%. The SAVFD consists of a hydraulic brake with resin pads adapted to a servomotor, which can be controlled from a processor. The dynamic friction forces generated by the SAVFD were characterized experimentally and it was found that this device can be controlled to produce a force of up to 70% of the weight of the structure. Based on the results of the characterization of the test structure and the SAVFD, the controlled test structure was excited with a seismic waveform using the uniaxial shaking table. The SAVFD was effective in producing a reduction of 50% in the RMS of the structural displacement response.

Keywords: Semi-active control, friction, shaking table.

* mateo.gonzalez@correounivalle.edu.co



1 INTRODUCCIÓN

Las vibraciones excesivas que producen las cargas dinámicas (antrópicas, eólicas, mecánicas y sísmicas) sobre las estructuras civiles pueden producir incomodidad en sus ocupantes y daños en sus elementos estructurales y no estructurales. Disminuir la respuesta estructural es una necesidad y un objetivo del diseño sismoresistente, con el cual se garantiza la rigidez, resistencia y ductilidad de la edificación, y la seguridad de sus ocupantes (Gómez, Marulanda, & Thomson, 2008).

Los sistemas de control son considerados una alternativa efectiva para el control de vibraciones (Yalla, Kareem, & Kantor, 2001) y son clasificados según su requerimiento de energía en: pasivos, semiactivos, activos e híbridos. Los sistemas de control pasivos son aquellos que no requieren de una fuente de potencia externa para funcionar, ya que responden al movimiento de la estructura; entre los más destacados están los aisladores sísmicos, los amortiguadores visco-elásticos y los amortiguadores de masa sintonizada. Los sistemas activos utilizan actuadores que generan una fuerza externa, la cual tiende a oponerse a las vibraciones no deseadas; entre estos sistemas están los amortiguadores de masa activa y los sistemas de tendón activo. Los sistemas de control semiactivos son controlados con requerimientos de energía menores que los sistemas de control activo, entre estos están los amortiguadores de orificio variable y los amortiguadores electroreológicos.

Estas alternativas han sido investigadas y ampliamente usadas principalmente en Japón y Estados Unidos. Sin embargo, en Colombia su aplicación ha aumentado paulatinamente (Gómez, Marulanda, & Thomson, 2008), como es el caso de la Clínica Comfandi (El País, 2010), el Hospital el Tunal (Oviedo & Duque, 2009) y Hospital Departamental Universitario del Quindío (Hospital Departamental Universitario del Quindío, 2011).

Los amortiguadores semiactivos de fricción variable (ASAFV) son considerados una buena alternativa para reducir la respuesta sísmica de la estructura (Hirai, Naruse, & Abiru, 1996). Este dispositivo disipa la energía a través de la fricción que genera el desplazamiento relativo entre la edificación y una lámina de acero delgada que está conectada a una riostra. Debido a que las cargas dinámicas generalmente son muy impredecibles, este sistema es controlado por algoritmos que le indican al dispositivo cómo comportarse, esto con el fin de disipar la mayor energía posible y así reducir la respuesta de la edificación. En este artículo se presenta la evaluación experimental de un algoritmo de control *Clipped* (Milanese, Canale, Novara, & Ahmad, 2005) en una estructura a escala reducida, con el fin de determinar la mejor estrategia para controlar el dispositivo cuando la estructura está sometida a un sismo.

2 ESTRUCTURA DE PRUEBAS

La estructura de pruebas utilizada en este estudio (Figura 1) es una estructura tipo *benchmark*, la cual ha sido estudiada por otros investigadores en el campo del control estructural (Phillips, y otros, 2010). Cada nivel de la estructura tiene una altura de 30 cm y un ancho de 43 cm, aproximadamente, y se instrumentó con acelerómetros en cada piso (Figura 2).



Figura 2: Estructura de pruebas.

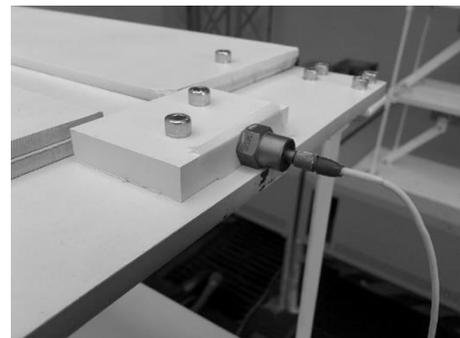
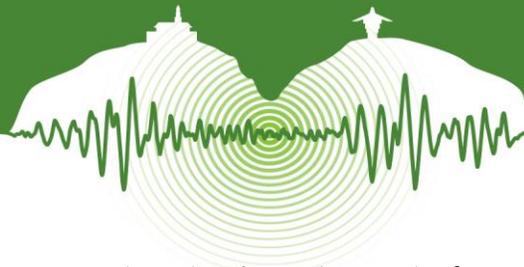


Figura 1: Acelerómetro.

2.1 Propiedades dinámicas de la estructura de pruebas



Las propiedades dinámicas de la estructura de pruebas (frecuencias naturales f_n , razones de amortiguamiento ζ_n y formas modales) se determinaron a partir de ensayos de vibración libre y vibración forzada, utilizando el simulador sísmico de la Universidad del Valle (Figura). Las frecuencias naturales se identificaron como las frecuencias con mayor amplitud de la función de transferencia, éstas son: 2.48 Hz, 7.11 Hz y 10.40 Hz para los tres primeros modos de vibración, respectivamente, y las razones de amortiguamiento modal fueron identificadas usando el método de ancho de banda, éstas son: 0.71%, 0.32% y 0.28%, para los tres primeros modos de vibración, respectivamente (Chopra, 1995). En la Figura 3 se ilustran las formas modales obtenidas de un software desarrollado en la Escuela de Ingeniería Civil y Geomática de la Universidad del valle.

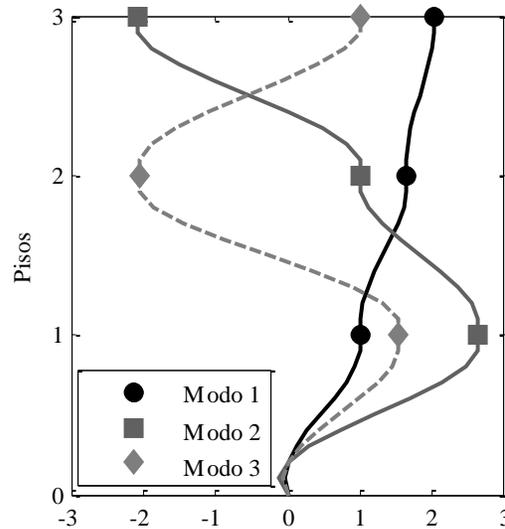


Figura 3: Modos de vibración estructura de pruebas

3 AMORTIGUADOR SEMIACTIVO DE FRICCIÓN VARIABLE

El amortiguador semiaactivo de fricción variable (ASAFV) descrito en este artículo reduce la respuesta dinámica de la estructura aplicando una fuerza que se opone al desplazamiento de la misma. Esta fuerza es producida por la fricción que se genera entre el freno hidráulico y la lámina de acero delgada (Figura 4 (c)). La presión que el freno ejerce sobre la lámina es regulada por una manivela que está conectada a un servomotor, el cual es controlado con señales digitales. El dispositivo consiste en un freno hidráulico con pastillas de resina, el cual puede aplicar a la estructura una fuerza máxima de 500 N.

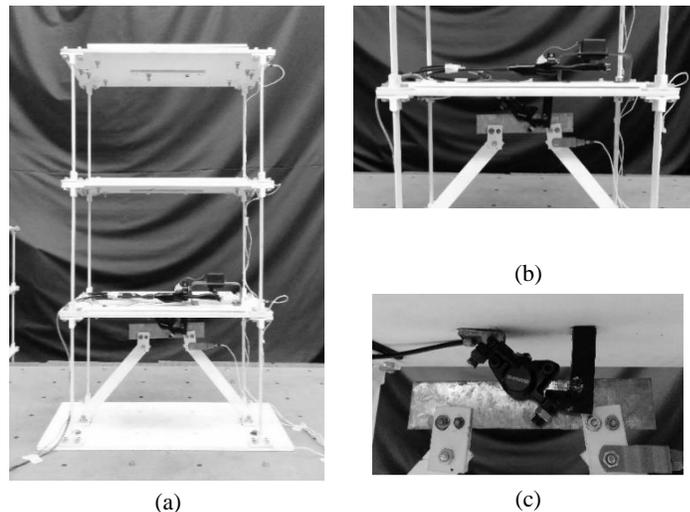


Figura 4: Estructura con ASAFV.



3.1 Algoritmo de control

El uso de amortiguadores de fricción semiactivos involucra dos fases importantes: 1) Cuando el freno tiene un agarre que permite que la estructura se deslice a través de él (*slipping*) y 2) cuando el freno tiene un agarre tal que no permite desplazamiento relativo entre éste y la estructura (*sticking*). Si se mantiene el dispositivo en la primera fase se aumenta su efectividad, debido a que entre más fuerza necesite la estructura para deslizarse por el amortiguador, más energía disipa (Xu, Qu, & Chen, 2001; He, Agrawal, & Yang, 2003). El propósito del algoritmo de control es mantener el amortiguador en esta fase, para hacerlo él procesa la aceleración relativa del primer piso y determina cómo debe modificar la fuerza de sujeción del freno.

La eficiencia del algoritmo depende de tres parámetros importantes: el periodo de control (t_0), la fuerza normal (F_0) y el umbral (A_0) para el cual el algoritmo define si debe aumentar o disminuir F_0 . El periodo de tiempo t_0 se varió en función del periodo fundamental T_0 de la estructura. El cambio en la fuerza F_0 se determinó para que el freno pueda pasar de su condición más abierta a la más cerrada en ocho condiciones de fuerza normal. Tanto el periodo de control t_0 como el umbral A_0 se variaron y se evaluó el desempeño del amortiguador ante el sismo de Armenia para determinar su efectividad.

4 ENSAYOS

Se realizaron ensayos en la mesa sísmica de la Escuela de ingeniería Civil y Geomática de la Universidad del Valle (Figura 5) para determinar la efectividad del sistema de control. Se sometió la estructura en su base a un barrido de frecuencias, un ruido blanco y al sismo de Armenia. Los ensayos se hicieron en la dirección más flexible de la estructura. Las pruebas que se hicieron con el sismo de Armenia fueron las siguientes: se probaron 5 periodos de control (cada uno de ellos en función del periodo fundamental T_0 de la estructura) y para cada periodo de control se probaron 3 umbrales de aceleración (0.02, 0.05 y 0.10 g).

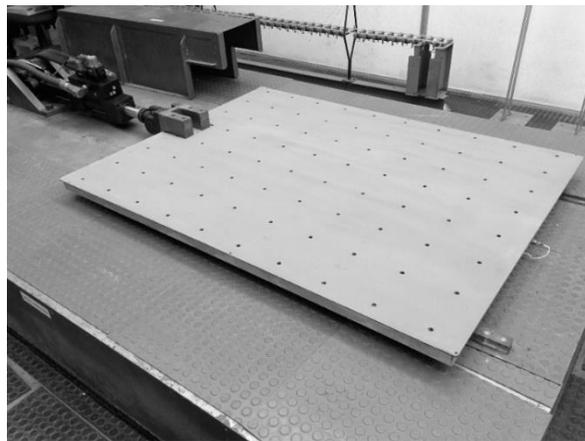
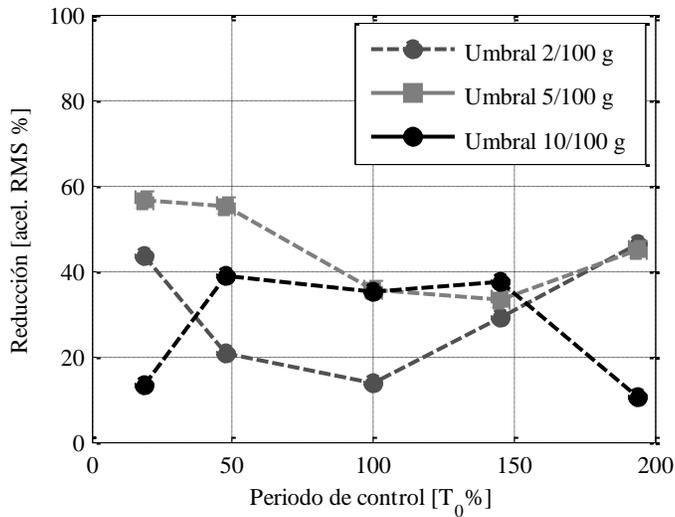
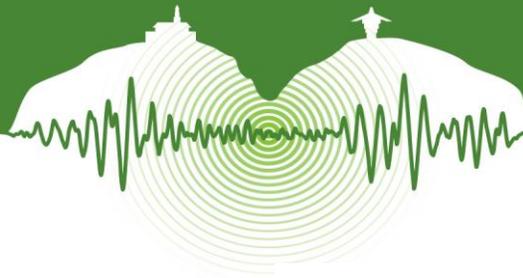


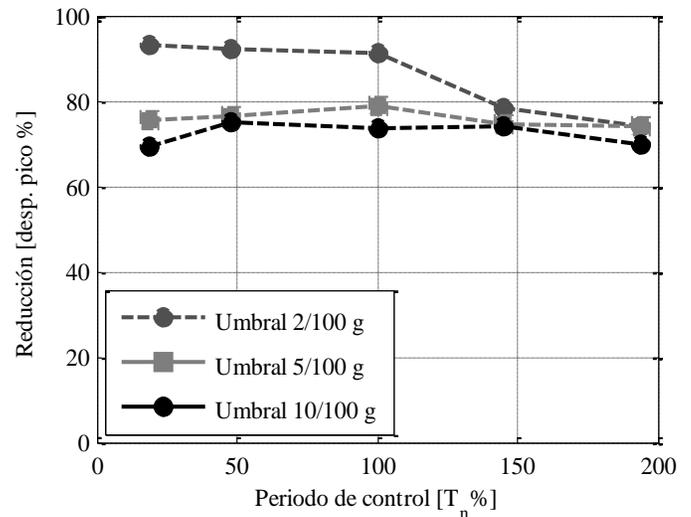
Figura 5: Mesa sísmica.

RESULTADOS

Los resultados (Figura 6) demuestran que si el propósito es controlar aceleraciones, se debe implementar en el algoritmo de control un t_0 menor al 25% del periodo fundamental con un A_0 de 0.05 gravedades (Figura 7 (a)), por otro lado, si lo que se desea es controlar desplazamientos, el A_0 debe ser pequeño, de 0.02 gravedades (Figura 7 (b)).

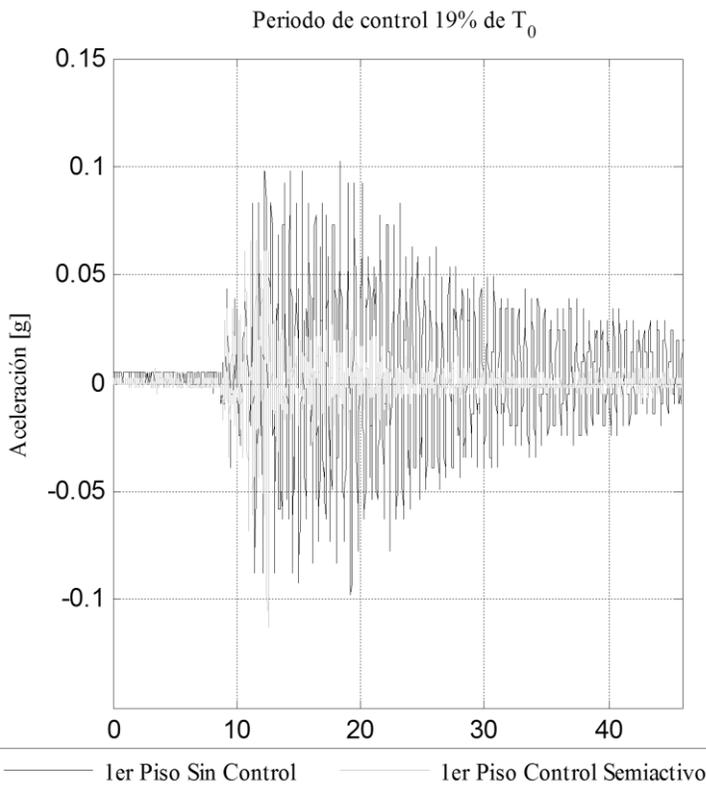


(a)

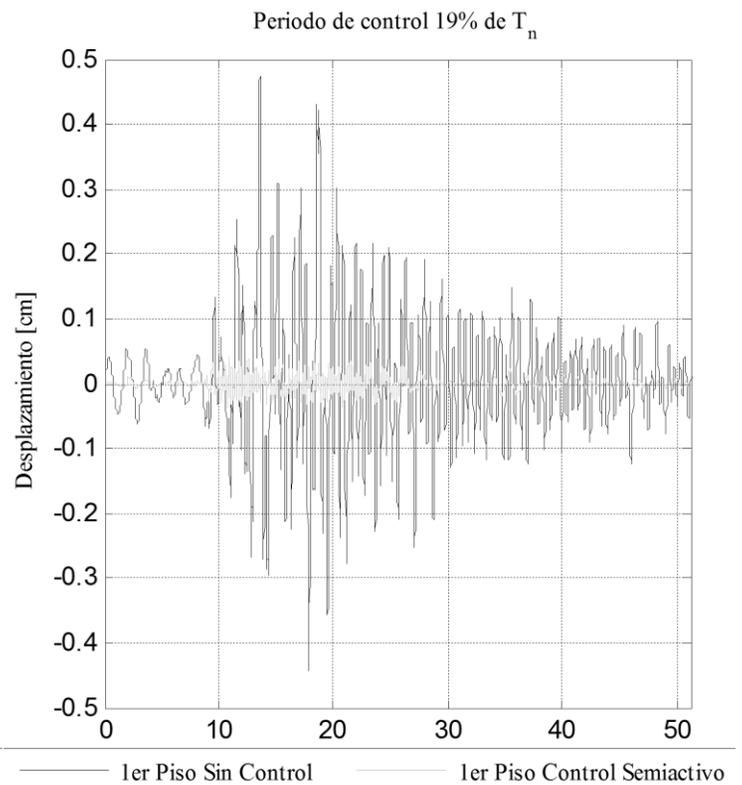


(b)

Figura 6: (a) Reducción de aceleraciones en el primer piso con respecto a la estructura sin control para cada lapso de decisión. (b) Reducción de desplazamiento en el primer piso con respecto a la estructura sin control para cada lapso de decisión.

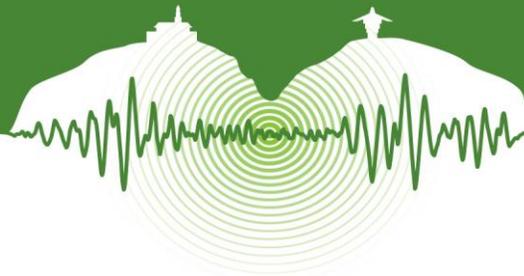


(a)



(b)

Figura 7: (a) Mejor respuesta en aceleración. (b) Mejor respuesta en desplazamiento.



CONCLUSIONES

De este estudio se concluye que los amortiguadores semiactivos de fricción variable disminuyen efectivamente la respuesta sísmica en aceleración y desplazamiento de la estructura. También se concluye que el algoritmo de control es más eficiente con un lapso de decisión menor al 25% del periodo fundamental y el umbral debe escogerse según lo que se desea disminuir: si el propósito es reducir aceleraciones es mejor usar un umbral considerable (en este estudio de 0.05 g), pero si el propósito es reducir desplazamientos es mejor utilizar un umbral pequeño (en este estudio de 0.02 g).

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Universidad del Valle y al Departamento Administrativo de Ciencia, Tecnología e Innovación (COL-CIENCIAS) por la financiación del proyecto “Desarrollo de Sistemas de Control Estructural Semiactivo de Bajo Costo”, identificado con el código 1106-569-34424. Igualmente, se agradece al equipo de trabajo del Laboratorio de Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural de la Universidad del Valle.

5 REFERENCIAS

- Chopra, A. K. 1995. *Dynamics of structures*. Pearson.
- El País. 23 de Enero de 2010. Comfandi, con nueva clínica.
- Gómez, D., Marulanda, J., y Thomson, P. 2008. Sistemas de control para la protección de estructuras civiles sometidas a cargas dinámicas. *Dyna*, pp. 77-89.
- He, W. L., Agrawal, A. K., and Yang, J. N. (2003). Novel semiactive friction controller for linear structures against earthquakes. *Journal of structural engineering*, pp. 941-950.
- Hirai, J., Naruse, M., and Abiru, H. 1996. Structural Control with Variable Friction Damper For Seismic Response. *Elsevier Science*.
- Hospital Departamental Universitario del Quindío. 2011. *Rehabilitación por vulnerabilidad sísmica con disipadores pasivos*. Armenia.
- Milanese, M., Canale, M., Novara, C., and Ahmad, Z. 2005. Semi-Active Suspension Control Using Fast Model Predictive Techniques. *American Control Conference*. Portland, OR, USA, pp. 274-281.
- Oviedo, J. A. y Duque, M. d. (2009). Situación de las técnicas de control de respuesta sísmica en Colombia. *EIA*, pp. 113-124.
- Phillips, B. M., Dyke, S. J., Chae, Y., Jiang, Z., Spencer, B. F., Ricles, J. M., . and Agrawal, A. 2010. Real-Time Hybrid Simulation Benchmark Study With a Large-Scale MR Damper. *5th World Conference on Structural Control and Monitoring*., Tokyo, pp. 1-15.
- Xu, Y. L., Qu, W. L., and Chen, Z. H. (2001). Control of wind-excited truss tower using semiactive friction damper. *Journal of structural engineering*, pp. 861-868.
- Yalla, S. K., Kareem, A., and Kantor, J. C. 2001. Semi-active tuned liquid column dampers for vibration control of structures. *Engineering Structures*, Vol 23, pp. 1469-1479.



Evaluación y desempeño sísmico de estructuras no convencionales: Estructuras de almacenamiento de sólidos a granel

Seismic evaluation and performance of non-conventional structures: Bulk Storage Structures

Raúl Rincón^{*1}, Luis Yamin², Alvaro Hurtado³, Juan F. Pulido³

¹Asistente Investigación, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia

²Profesor Asociado, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia

³MSc. Ingeniero Estructural, Ingeniería Técnica y Científica, ITEC S.A.S., Bogotá, Colombia

RESUMEN

La evaluación del comportamiento estructural se realiza sobre cualquier tipo de estructura existente para el diagnóstico preventivo respecto a las capacidades de diseño, la respuesta sísmica esperada y los niveles de seguridad dadas las condiciones de operación. Para esto se requiere normalmente la evaluación del desempeño de materiales mediante verificaciones en campo y laboratorio, la cuantificación de las cargas máximas actuantes en comparación con las especificadas por las normativas de diseño, la modelación estructural con métodos computacionales y la verificación de niveles de seguridad para las diferentes consideraciones en las solicitaciones y demandas sobreimpuestas. En este artículo se presenta la evaluación estructural de una estructura de almacenamiento tipo silo con sección circular en concreto reforzado con especial aplicación al caso sísmico. El diseño de estas estructuras de almacenamiento, contrario a las estructuras convencionales, está controlado por las solicitaciones de carga viva debidas al material almacenado y a la combinación con las cargas sísmicas, considerando que usualmente las cargas vivas son permanentes. Estas solicitaciones de carga varían con el nivel de llenado, las propiedades del material de almacenamiento, las condiciones de temperatura del material, el tipo de flujo para la descarga del material entre otros. Para el caso colombiano, no existe una normativa exclusiva para el diseño y evaluación estructural de los silos, por lo cual es necesario recurrir a las normativas internacionales y a los diferentes artículos de referencia para la evaluación y cuantificación del desempeño de los mismos. Este artículo presenta una metodología de análisis y revisión estructural para los silos de almacenamiento a través de índices de sobre-esfuerzo considerando efectos tridimensionales de flexo-compresión y análisis mediante teorías de falla en 3D. Con estos análisis se propone la realización de “curvas de comportamiento de operación (CCO)”, que permiten analizar la variación de los factores de seguridad en la estructura para diferentes condiciones de operación y llenado con la consideración o no de las cargas sísmicas de diseño. En caso de encontrar deficiencias en el diseño de una estructura existente, estas curvas permiten plantear diferentes opciones de mitigación del riesgo sísmico durante la operación de los silos y ante condiciones críticas de carga, considerando o no la posible interrupción en la operación de los mismos. Se presentan los detalles de la metodología planteada mediante un caso de estudio.

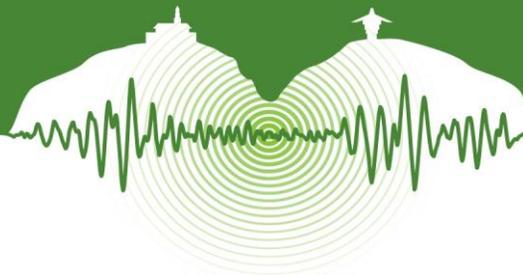
Palabras clave: Silos, respuesta sísmica esperada, capacidad de diseño, comportamiento estructural, niveles de seguridad.

ABSTRACT

The evaluation of structural behavior of any type of existing structure is performed to quantify the design capacity, seismic expected behavior and security levels under serviceability conditions. For this, activities as test materials in-situ and laboratory test for material characterization, quantification of the maximum design loads according to the corresponding codes, structural models using computational methods and the verification of the safety levels for each one of the superimposed loads and demands are conducted. This paper presents the structural evaluation of a bulk storage structure, in particular a silo of reinforced concrete with circular cross-section subjected to seismic forces. The design of storage structures is controlled by the live loads due to the stored material. These live loads vary with the filling level, stored material specific properties, temperature conditions, type of discharge flow, etc. There is not an actual regulation or code in the Colombian context for the design and evaluation of structural silos, in which case is necessary to review international codes to determine the performance of this type of structures. This study presents a methodology for the structural analysis and review for storage silos through over stress index considering 3D effects of flexural compression and theories of failure. “Operational Behavior Curves (OBC)”, are proposed to be used in the analysis of variations of the safety index through the different levels of demands. In case that deficiencies are found, OBC curves allow to define different seismic risk mitigation strategies to consider or not the interruption of the operation. The details of the methodology are applied to a case of study.

Keywords: Silos, seismic expected behavior, design capacity, structural behavior, safety levels

* jr.rincon3391@uniandes.edu.co



1 INTRODUCCIÓN

Las estructuras de almacenamiento de sólidos a granel son estructuras no convencionales y poco comunes de ver en las empresas de diseño. El análisis de estas estructuras no se encuentra detallado en la normativa colombiana, lo que hace de este un proceso de bastante esfuerzo en algunos casos. Para el análisis de estos silos es muy importante la caracterización de las propiedades de los materiales almacenados, las cargas dinámicas o estáticas que pueden generar los diferentes tipos de flujos de carga y descarga, el diferencial térmico generado sobre las paredes del silo y las cargas sísmicas según la zona de amenaza donde se encuentre la estructura. Se requiere entonces desarrollar una metodología de referencia que permita evaluar el comportamiento de este tipo de estructuras, teniendo en cuenta el caso sísmico el cual es el caso crítico de las solicitaciones posibles durante la vida útil de estas.

2 OBJETIVOS Y ALCANCE

El objetivo principal de este artículo es proponer una metodología para llevar a cabo el análisis y la revisión estructural de estructuras no convencionales tipo almacenamiento de sólidos a granel (silos en concreto reforzado de forma cilíndrica) y presentar algunas aplicaciones de estas para la toma de decisiones respecto a la seguridad durante la operación y respecto a la necesidad de llevar a cabo un proceso de reforzamiento de la estructura. El método propone la realización de “curvas de comportamiento de operación”, CCO, a través de índices de sobre-esfuerzo considerando efectos tridimensionales de flexo-compresión y análisis mediante teorías de falla en 3D. Estas se obtienen para diferentes consideraciones de carga incluyendo cargas muertas, cargas de operación, cargas vivas y de llenado y cargas sísmicas o de viento. La metodología propuesta incluye la realización de análisis estructural mediante el método de elementos finitos, revisión del estado actual de la estructura y la obtención de los índices de sobre-esfuerzo para las diferentes combinaciones de carga y para los casos críticos de esfuerzos en la estructura.

Para el análisis estructural se realizan avalúos de carga basados en normativas aplicables (EN 1991-4, 2006; ACI 313-97, 1997) y en recopilación de información en campo. Los análisis de respuesta sísmica se realizan mediante análisis dinámico espectral, donde la amenaza es equivalente a la definida por la norma NSR-10. Los análisis se limitan al comportamiento elástico de los elementos estructurales y la estimación de las capacidades se realiza con teorías tradicionales. Igualmente se analizan los efectos combinados de los diferentes casos de carga con metodología tradicional. Se obtienen los índices de sobre-esfuerzo de las zonas más críticas para cada una de las combinaciones de carga y condiciones de operatividad mediante análisis de esfuerzos principales sobre los materiales estructurales. Se realizan las CCO a partir de los resultados de los máximos índices de sobre-esfuerzo y con estas se propone la toma de decisiones sobre la capacidad máxima de operación dados los niveles de seguridad requeridos o aceptables.

3 ENFOQUE Y PROPUESTA METODOLOGICA

3.1 Procedimiento de análisis

El procedimiento de análisis de este tipo de estructuras existentes incluye las siguientes actividades principales:

- Inspección de campo y definición de parámetros para la modelación: Verificación de geometría, secciones transversales de elementos estructurales principales e inspección de refuerzo; revisión de tipos de juntas y condiciones de apoyo; caracterización de propiedades y estado de los materiales y distribución y características de las cargas muertas, vivas, de llenado o vaciado, temperatura y otras.
- Modelación detallada: definición de la geometría, uso de elementos finitos tipo Shell, consideración de la fisuración de elementos de concreto, conexiones continuas entre elementos estructurales, modelación detallada del tipo de cubierta y la conexión pared silo-cimentación y pared silo-cubierta, modelación de masas asociada a cada nodo, cimentación, entre otros.
- Propiedades de los materiales: resistencias máximas de materiales determinado por inspección de campo y/o especificado por planos “as-built”.
- Análisis de cargas básicas: cuantificación de cargas muertas de peso propio y maquinaria anexa a la estructura, cargas vivas de equipos móviles y evaluación de las cargas vivas debidas al manejo del material almacenado (flujos de llenado y descarga).
- Cargas sísmicas: cargas de diseño según zona de amenaza sísmica de acuerdo con la normativa aplicable, consideración de porcentaje de participación de la masa del material almacenado y evaluación de la componente vertical del sismo.
- Cargas de viento: avalúo y consideración de las cargas de viento según método simplificado de acuerdo con la normativa aplicable.
- Otras solicitaciones: cálculo de diferencial térmico generado por el material almacenado y comparación con recomendaciones de normas de referencia, avalúo de retracción y fraguado, entre otros.



- Combinaciones de carga: consideración de combinaciones de carga críticas basadas en normativas existentes (NSR-10, ACI 313-98, ASCE 7-10).
- Generación de CCO y toma de decisiones: se establece si el funcionamiento es óptimo, si se requiere disminuir la capacidad operacional de la estructura o si es necesario intervenir mediante reforzamiento estructural.

3.2 Normativa de referencia en la presente aplicación

Es usual recurrir a las normas de referencia, entre estas el código europeo EN-1991-4, el código estadounidense ACI 313-97 y el ASCE7-10. El código europeo presenta las herramientas necesarias para realizar un avalúo detallado de las cargas de fricción, presiones horizontales y cargas dinámicas generadas por el material contenido sobre las paredes del silo. Este presenta consideraciones de análisis específicas según el tipo de esbeltez del silo, el nivel de operación y el tipo de flujo (llenado y vaciado) del material granular. Incluye además las bases conceptuales para el análisis de silos fabricados en acero o concreto. Las combinaciones de carga presentes en este código presentan los escenarios más críticos y probables de presentarse durante la operación de los silos. El código estadounidense por su parte es más limitado. La aplicación de este código está sujeto a silos de concreto reforzado. La consideración de la esbeltez, los tipos de flujo y el nivel de operación son tenidos en cuenta mediante factores que modifican las cargas actuantes. El ASCE 7-10 es utilizado para la evaluación de la componente vertical del sismo de diseño.

Respecto a las consideraciones adicionales deben utilizarse referencias complementarias. Los efectos de temperatura pueden llegar a ser uno de los casos de carga principales en silos que almacenan materiales a altas temperaturas, (Safarian & Harris, 1970). Las grietas por retracción y fraguado son calculadas mediante métodos analíticos tradicionales (Paulay & Park, 1975)

En los análisis también debe considerarse la normativa local. Para la presente aplicación se tiene en cuenta las normas NSR-10 en lo que resulta aplicable, en particular en la especificación de las cargas sísmicas de diseño y los rangos de valores aceptados para coeficientes de reducción de cargas sísmicas por cuenta de la ductilidad esperada para la estructura. Por otro lado, la norma colombiana AIS-180 cuenta con parámetros básicos para el análisis de silos y estructuras de almacenamiento, sin embargo no se presenta un procedimiento metodológico para el avalúo del comportamiento estructural de silo bajo condiciones de cargas de operación y eventos sísmicos.

4 DEFINICIÓN DEL CASO DE ANÁLISIS – SILO PARA ALMACENAMIENTO DE MATERIAL GRANULAR A ALTAS TEMPERATURAS

4.1 Introducción

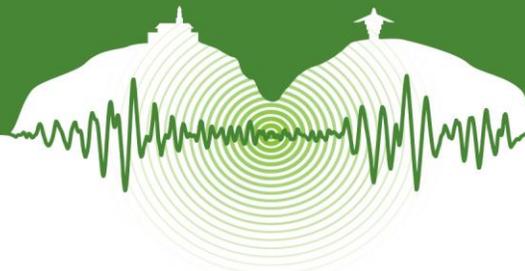
Se presenta como caso de ejemplo de un silo de sección circular en concreto reforzado destinado al almacenamiento de clinker, el cual se encuentra a altas temperaturas durante su periodo de estadía en el silo. La altura total del silo y el diámetro interno son de 42 m y 25 m, respectivamente. Debido a que la zona de descarga se encuentra a un nivel superior del nivel del terreno, se genera una “zona muerta” donde el material se acumula y funciona de tolva para la evacuación del sólido a granel (Fig. 1a). Este comportamiento debe ser considerado dentro análisis estructural.

Para el caso de estudio no se considera la cimentación en el modelo ni la interacción suelo-estructura. Los apoyos del silo se encuentran empotrados. El silo cuenta con una cubierta de aluminio colocada sobre una estructura de acero, la cual para se conecta a la estructura mediante conexiones que se asumen como articuladas, por lo tanto no se considera que esta conforme un diafragma rígido. El análisis se realizará para tres condiciones de operatividad las cuales estarán determinadas por el 100%, 80% y 60% de la capacidad máxima volumétrica del silo y cada una de estas se realizará asumiendo tres tipos de densidades de material almacenado distintas. Las fuerzas sísmicas actuantes son equivalentes a las esperadas en una zona de amenaza sísmica alta según el reglamento colombiano NSR 10.

4.2 Inspección de campo y definición de parámetros para la modelación

La primera actividad referente a la inspección de campo debe ser la recopilación de información. Se requiere conseguir información referente a los planos y memorias del diseño estructural, estudios de suelos, estudios de interventoría durante la construcción, bitácoras de obra, control de calidad de los materiales y cualquier informe referente a modificaciones, reforzamiento y/o alertas por posible afectación o falla estructural. De esta actividad depende la necesidad de realizar o no una exhaustiva investigación de campo.

Se requieren ensayos para comprobar la información recopilada respecto a la configuración de la estructura y a la calidad de los materiales utilizados en obra. Los ensayos deben estar enfocados a la obtención de los parámetros requeridos para la modelación, el avalúo de cargas y la verificación de capacidades máximas de los materiales. Los ensayos realizados sobre el silo objeto de estudio fueron: verificación geométrica, inspección de refuerzo mediante escaneo y/o regatas, extracción de núcleos y medición de



temperaturas en altura del silo y sobre el espesor de la pared. Además, se recomienda caracterizar el material almacenado para conocer propiedades como la densidad del material, ángulos de reposo y de fricción interna.

4.2.1 Revisión de requisitos mínimos solicitados por normas

Se deben verificar que las cuantías especificadas en los planos de diseño sean al menos las mínimas especificadas por la normativa. Las cuantías mínimas para retracción y fraguado y cuantías mínimas dados los espesores de muro pueden ser verificadas previo a la modelación. Igualmente las resistencias de los materiales obtenidas en los ensayos de laboratorio deben igualar o superar las resistencias especificadas en las memorias de cálculo y/o planos estructurales.

Si durante la revisión de requisitos mínimos se encuentran errores de diseño, materiales de deficiente resistencia o cambios geométricos no especificados en la fase de diseño, deben tenerse en cuenta estas zonas dado que hay una mayor posibilidad de encontrar los mayores índices de sobre-esfuerzo.

4.3 Modelación detallada

La modelación del silo bajo estudio se realizó mediante elementos tipo “Shell”. El tamaño de estos elementos está sujeto a la geometría, las aberturas que requiere el silo para la descarga del material almacenado, la precisión que se requiere para la obtención de resultados, la capacidad computacional, entre otros. Para el presente caso se usaron elementos de 0.5 m x 0.5 m, esto para tener una alta resolución de los esfuerzos generados sobre el muro del silo. Adicionalmente, se asume un factor de fisuración de 0.8 del concreto reforzado. El análisis computacional fue realizado con el software SAP2000 V15 (Fig. 1b).

Debe tenerse en cuenta la participación de otro tipo de elementos como la cubierta, reforzamientos, vigas perimetrales, columnas embebidas en los muros, entre otros. En el caso de la cubierta, se asume en el presente caso que la conexión cubierta-pared silo es articulada. No se tienen en cuenta ningún otro tipo de elementos anexos a la estructura. El material almacenado debe tenerse en cuenta como parte de las masas dinámicas, aun cuando este se considera como una carga viva. La modelación de las masas del material almacenado se puede realizar usando elementos tipo “solids” los cuales deben representarse con las propiedades del material. Sin embargo, el uso de estos elementos genera un proceso computacional de bastante esfuerzo. Se recomienda que se asignen las masas aferentes a los nodos de las paredes de los silos (Fig. 1.c). Estas deben asignarse en las tres direcciones de traslación.

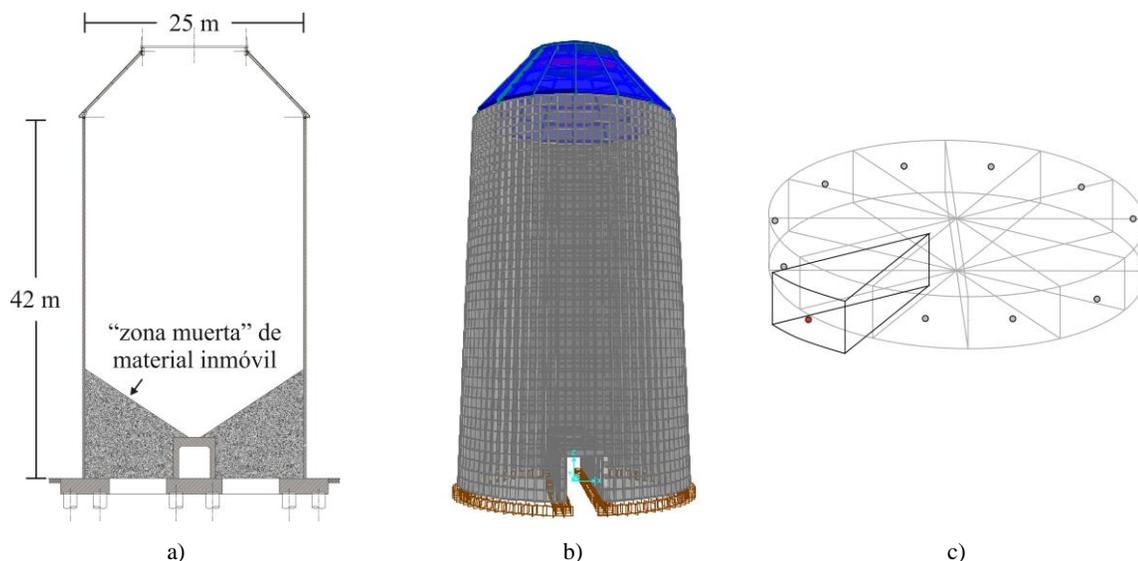


Figura 1: a) Corte transversal del silo en estudio, b) Modelo del silo en elementos finitos, c) Esquema de masas aferentes

4.4 Propiedades de materiales requeridas para el análisis

Las propiedades de los materiales pueden ser obtenidas mediante las inspecciones de campo o usando valores recomendados en la literatura. Las propiedades requeridas para el análisis para los casos de silos de almacenamiento se dividen en dos tipos:



1. Materiales de la estructura básica: módulo de elasticidad, resistencia máxima a la compresión ($f'c$), esfuerzo de fluencia de aceros de refuerzo y/o aceros estructurales (f_y), relación de poisson, densidades en masa y peso y coeficiente de expansión térmica de los materiales estructurales.
2. Propiedades del material almacenado: para realizar el avalúo de cargas y la configuración de las masas debidas al material almacenado es necesario conocer los ángulos de reposo y descarga, ángulos de fricción interna y fricción material-muro; coeficiente de fricción con el material de las paredes del silo y densidades en masa y peso.

4.5 Condiciones de operatividad para el análisis

La evaluación de las CCO, debe realizarse para diferentes condiciones de operación con el fin de contar con la información completa para efectos de la toma de decisiones en relación al nivel de seguridad de la estructura. Para el caso de estructuras de almacenamiento de sólidos deben considerarse diferentes niveles de llenado con respecto a la capacidad operacional de la estructura. Se debe definir claramente el mecanismo de control de la capacidad en la fase de operación, mediante la cota máxima de llenado o mediante el volumen o peso del material contenido. En las evaluaciones debe tenerse en cuenta igualmente que los materiales almacenados pueden sufrir variaciones importantes en las densidades de almacenamiento y que en general no es una tarea fácil poder establecer la densidad real de los materiales almacenados en la práctica, por lo cual se hace necesario considerar la incertidumbre de este parámetro en los análisis.

En la Figura 2 se ilustra tres posibles niveles de operación para el ejemplo ilustrativo de análisis. La Tabla 1 resume el peso total de material contenido para los diferentes niveles de operación y considerando la eventual variación en las propiedades de densidad del material almacenado.

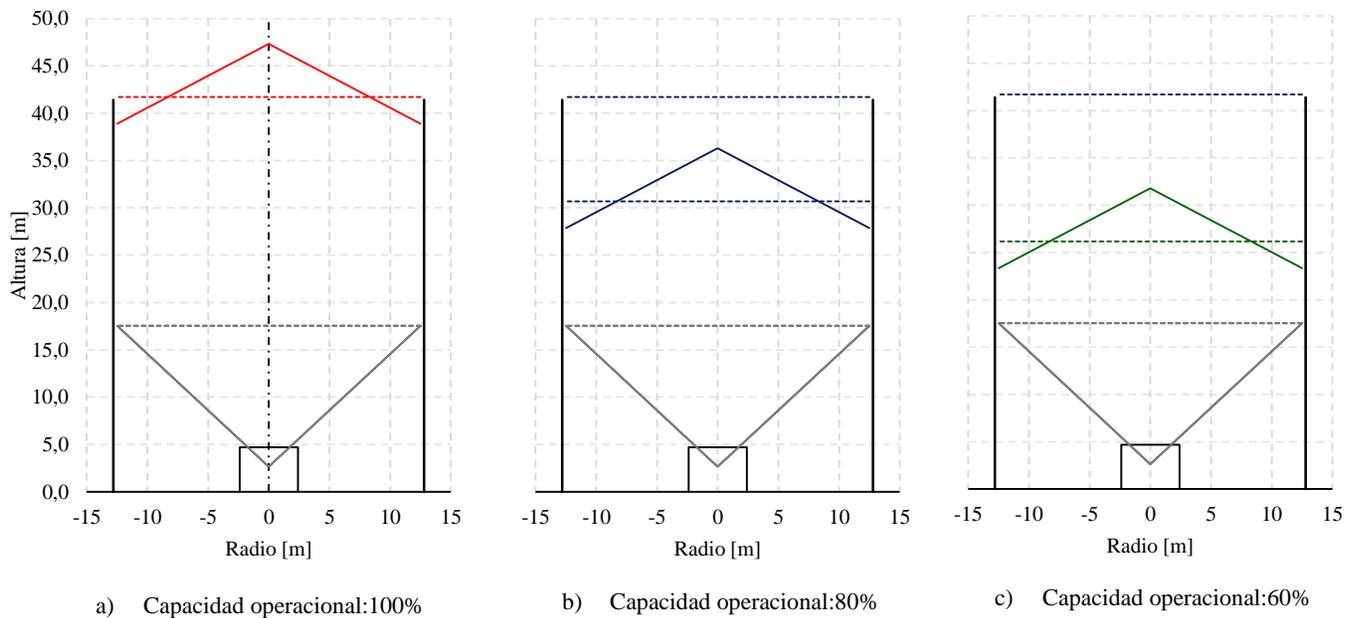


Figura 2: Esquemas de capacidad operacional respecto a la capacidad máxima.



Tabla 1: Peso total de material almacenado según hipótesis análisis

Densidad del material	Capacidad operacional		
	100%	80%	60%
$\gamma_1=1.8 \text{ Ton/m}^3$	25,500	20,500	15,500
$\gamma_2=1.6 \text{ Ton/m}^3$	23,000	18,000	14,000
$\gamma_3=1.4 \text{ Ton/m}^3$	20,000	16,000	12,000

4.6 Análisis de cargas básicas

En el avalúo de las cargas muertas sobre los muros estructurales se deben considerar el peso propio del muro, cubierta y de la maquinaria requerida para la descarga del material. Por otro lado, para el avalúo de cargas sobre la cimentación y esfuerzos sobre el suelo portante se debe tener en cuenta el peso de material. Las cargas vivas se determinan por los equipos o maquinaria que se encuentren sobre la estructura como bandas transportadoras, tolvas, etc.

Para el presente análisis se utiliza el código europeo (EN-1991-4) para el avalúo de cargas vivas del material almacenado. Este como se mencionó anteriormente permite calcular las presiones horizontales, las fuerzas de fricción y las fuerzas dinámicas sobre las paredes del muro según la esbeltez del silo, el tipo de flujo del material y los niveles de operación a la cual se maneja el silo. El silo bajo estudio según su esbeltez clasifica como poco esbelto (*"squat"*). El flujo para carga y descarga es concéntrico, lo cual disminuye considerablemente las cargas actuantes.

Las cargas de presión horizontal y de fricción sobre las paredes del silo se consideran como cargas estáticas. Se presenta como ejemplo la variación de presión horizontal en el silo de estudio para las diferentes configuraciones de operatividad (Fig. 3). Allí se puede observar la variación de presiones que se generan en la "zona inmóvil" dado el cambio de dirección de las fuerzas que se genera por la geometría de la tolva virtual. Las cargas de presión y de fricción para el caso de ejemplo son asignadas como fuerzas puntuales según las áreas aferentes a cada nodo del modelo computacional.

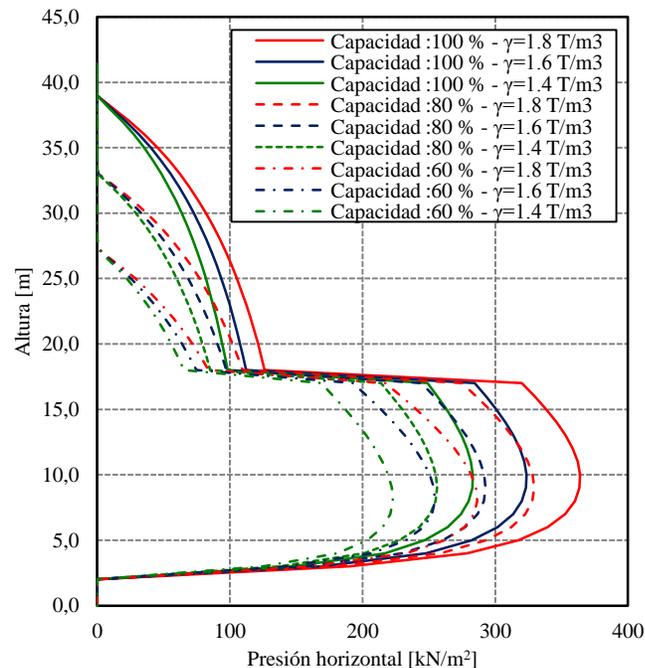


Figura 3: Distribución de presiones horizontales sobre la pared en altura para las distintas condiciones de carga.



4.7 Otras solicitaciones

Los materiales almacenados se encuentran en muchos casos sometidos a altas temperaturas. Esto genera patrones de diferenciales térmicos en las paredes del silo los cuales pueden imponer esfuerzos crítico, más aun cuando se combinan con el caso sísmico. Las temperaturas del material registradas durante las inspecciones de campo presentan valores superiores a los 180 °C. Sin embargo, para el cálculo del gradiente térmico, la literatura recomienda que la temperatura del material almacenado sea reducida en 44.5°C para el diseño (Safarian & Harris, 1970). El cálculo del gradiente térmico se realiza mediante la ecuación 4G del ACI 313-97 (ecuación 1).

$$\Delta T = (T_i - T_0 - 44.5^\circ\text{C}) \cdot K_t \quad (1)$$

En donde T_i es la temperatura del material almacenado, T_0 es la temperatura ambiente y K_t es un factor obtenido por principios de transferencia de calor que depende del espesor h del muro (ecuación 2).

$$K_t = \frac{0.08h}{4.09 + 0.08h} = 0.187 \quad (2)$$

4.8 Cargas sísmicas

Se realiza análisis dinámico espectral para el presente estudio. Se usa el espectro de diseño de la Norma NSR-10 asumiendo que la estructura se encuentra en una zona de amenaza alta, $A_a = A_v = 0.25$, y que el suelo sobre el cual se apoya es equivalente a uno con perfil de suelo tipo C. La máxima aceleración espectral esperada bajo estas condiciones es de 0.72 g para periodos estructurales menores a $T = 0.7$ seg.

Se recomienda que dentro de las consideraciones de carga sísmica en este tipo de estructuras se consideren aceleraciones verticales del sismo. Para este caso, el numeral 12.4.2.2 de la norma ASCE 7-10 establece que los efectos de carga de sismo vertical se determinan mediante la ecuación 3:

$$E_v = 0.2 S_{DS} D \quad (3)$$

Donde S_{DS} corresponde a los parámetros de respuesta de aceleración espectral para periodos cortos, equivalente a S_a en la norma colombiana NSR-10; D , corresponde a la carga muerta. Por otro lado, con base en las recomendaciones dadas por la AIS-180 en la Tabla 4-2 y en el ASCE en la Tabla 15.4-2, se utiliza un factor de reducción de respuesta sísmico $R_0 = 3$.

4.9 Cargas de viento

Se calculan las fuerzas de viento según la exposición en la cual se encuentra la estructura. Para el presente caso se considera que el comportamiento estructural está controlado por las fuerzas sísmicas y no se presentan resultados para el análisis de viento.

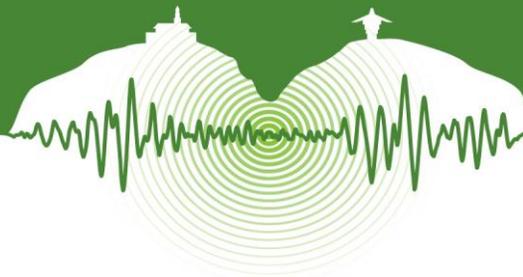
4.10 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga críticas presentadas en la Tabla 2 corresponden a una combinación de criterios establecidos en las normas NSR-10, ACI 318, ACI 313 y Eurocódigo de acuerdo con lo siguiente:

- Los factores 1.2, 1.6, 0,9 corresponden a la norma NSR-10 y ACI 313-97.
- Los factores 0.8 para sismo corresponde al numeral 4.4.8 del ACI 313-97.
- La inclusión de aceleración vertical corresponde a la norma ASCE 7-10.

Tabla 2: Combinaciones de carga utilizadas en el análisis

Tipo de carga	Carga	Combo 1	Combo 2	Combo 3	Combo 4	Combo 5
Muerta	Peso propio (D)	1.2	1.2	1.2	0.9	1
Viva	Viva de cubierta (L)	1.6	1.6	1.0	0.9	1
Viva	Presión, material contenido (LPH)	1.6	1.6	1.0	1.0	1
Viva	Fricción contenido-muros (LFV)	1.6	1.6	1.0	0.9	1
Temperatura	Temperatura (T)	0.0	1.0	1.0	1.0	1
Sísmica	Ei=SISMOi/R	0.0	0.0	0.8	0.8	+/-0.8
Sísmica	Ei=SISMOi/R vertical	0.0	0.0	0.0	0.0	+/-0.8*0.2



5 RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS

5.1 Esfuerzos críticos sobre elementos estructurales

Los resultados de esfuerzos son obtenidos para cada uno de las combinaciones de carga incluidas en la modelación computacional. Los cálculos se realizan mediante análisis 3D de esfuerzos críticos en las direcciones verticales, horizontales y de cortante.

5.2 Factores críticos de sobre-esfuerzo

Los factores de sobre esfuerzo se calculan con base en la ecuación 4 de relaciones demanda/capacidad:

$$\text{Factor de sobre esfuerzo} = \frac{\text{Esfuerzo en 1 dirección}}{\text{Resistencia en 1 dirección}} \quad (4)$$

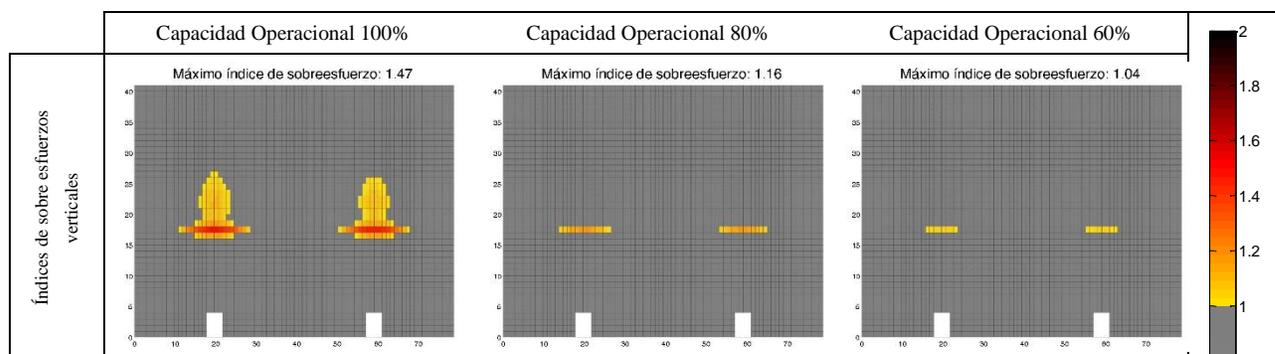
Donde los esfuerzos son los valores obtenidos del análisis computacional para las caras interna y externa del muro. De esta manera, se pueden obtener tres casos por cada dirección principal:

- Caso 1: tensión en las dos caras del elemento.
- Caso 2: compresión en las dos caras del elemento.
- Caso 3: tensión en una de las caras y compresión en la otra cara del elemento.

El caso 3 genera a su vez un caso de flexo-tensión o de flexo-compresión el cual puede ser tratado como uno solo. La resistencia se determina por las capacidades máximas a tensión y a compresión del muro, las cuales dependen del espesor del muro y del detallamiento del refuerzo en el sentido vertical y horizontal. De esta manera cada caso se compara con una capacidad específica:

- Caso 1: resistencia a la tensión del acero de refuerzo reducida con los factores respectivos.
- Caso 2: esfuerzo de compresión en el concreto limitado con los factores de reducción del ACI 313-97 en el numeral 4.5.7.
- Caso 3: Se verifican el esfuerzo de compresión en el concreto, reducido por los factores del ACI 313-97 y las fuerzas máximas de tensión demandadas en el acero en comparación con su capacidad de resistencia a la tensión con los factores correspondientes.

Los factores críticos de sobre-esfuerzo permiten identificar las zonas sobre la pared del silo donde se generan las combinaciones de carga más críticas para cada una de las hipótesis consideradas. La Figura 4 presenta los índices de sobre-esfuerzo para el caso más crítico, el combo 4, debido a que este combina todos los casos de carga que generan tensión (descarga, temperatura y sismo) y disminuye los factores de amplificación para los casos de carga que generan compresión (muerta).



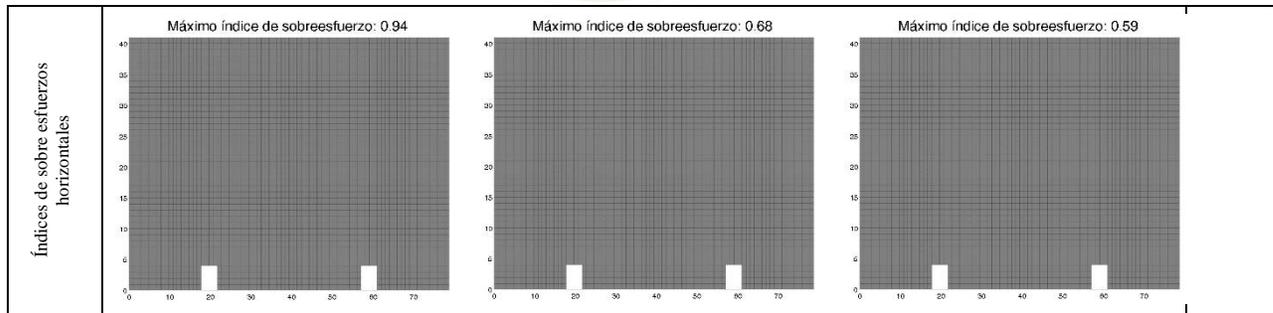
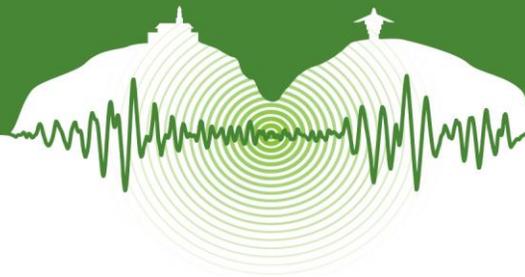


Figura 4: Índices de sobre esfuerzo Combo 4 (Densidad 1800 Ton/m³) – Máximas compresiones (Pared desdoblada).

5.3 Curvas de capacidad operacional

Los factores críticos de sobre-esfuerzo son verificados para un total de casos calculados de la siguiente manera (ecuación 5):

$$\text{Número de casos} = \text{Capacidades Operacionales} \times \text{Densidades asumidas del material} \times \text{Combinaciones de carga} \times \text{Dirección de estudio} \times \text{Cara interna o externa} \quad (5)$$

Las CCO se obtienen al agrupar los resultados de factores de sobreesfuerzo pertenecientes a un mismo grupo de parámetros donde la única variable sea la capacidad operacional. De esta manera las gráficas de curvas CCO permiten observar para cada caso específico la variación de los factores de sobre-esfuerzo con el aumento o disminución de la capacidad operacional. Adicionalmente, se pueden graficar simultáneamente las CCO de distintas densidades para reconocer el comportamiento global del silo respecto a cada combinación de carga. La Figura 5 presenta las CCO para las consideraciones del combo 2; La Figura 6, presenta las CCO para el combo 4. Las líneas continuas y las segmentadas representan las CCO en la cara externa e interna del muro respectivamente.

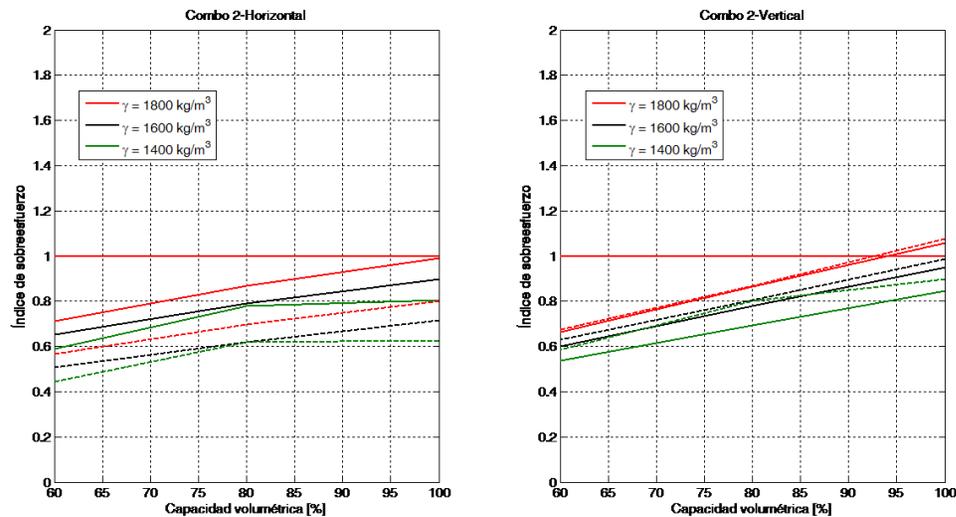


Figura 5: Curvas de comportamiento del silo para las consideraciones del Combo 2.

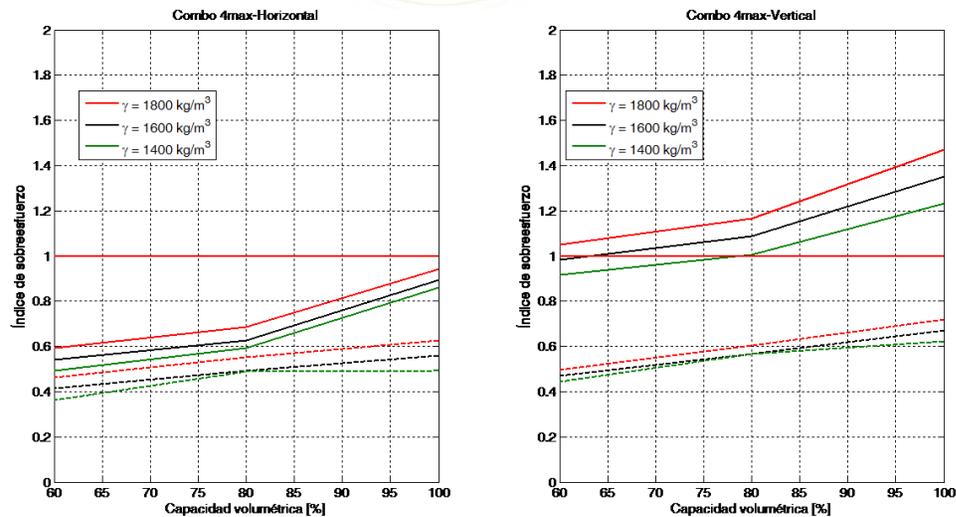
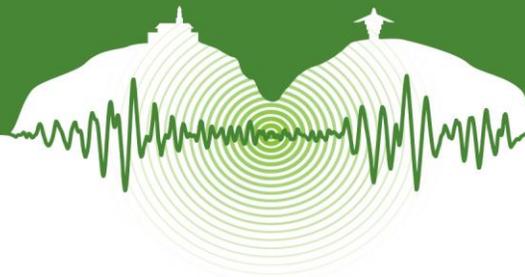


Figura 6: Curvas de comportamiento del silo para las consideraciones del Combo 4.

Como se puede observar en la Figura 5, los valores de sobre esfuerzo críticos sólo se superan para el caso de mayor densidad de material asumido y para valores de capacidad operacional mayores a 90% de la capacidad total. Sin embargo, para el caso de estudio se encuentra que para el combo 4, el cual tiene en cuenta el caso sísmico, sin importar la densidad asumida del material los valores de sobre esfuerzo críticos superan la unidad para valores de capacidad operacional mayores a 80% (Fig. 6).

En este caso se encuentra que en el silo bajo estudio pueden ocurrir fallas estructurales localizadas bajo las combinaciones de cargas sísmicas, presiones horizontales, fricción y temperatura definidas en el combo 4 de diseño. Dados estos resultados, se deben tomar decisiones respecto a continuar operando el silo con su máxima capacidad (nivel de seguridad bajo), disminuir la capacidad de operación al 60% (seguridad media-alta) e iniciar procesos de reforzamiento. Cada una de las decisiones debe ser evaluada en costos, tiempo y niveles de seguridad requeridos.

CONCLUSIONES

El análisis estructural de silos de almacenamiento de materiales permite reconocer las zonas en las que se producen daños debidos a las solicitaciones existentes y evaluar comportamientos estructurales que no cumplen con las solicitaciones requeridas en el diseño. Para reconocer estos puntos críticos se ha presentado en este artículo una metodología que incluye las inspecciones de campo, avalúos de carga, modelación estructural, análisis de esfuerzos resultantes y evaluación demanda/capacidad.

Las inspecciones de campo se realizan para caracterizar los materiales almacenados, materiales estructurales y verificar que los silos fueron construidos tal como se encuentra en la información recopilada de la fase del diseño. La modelación estructural debe permitir la consideración de las cargas generadas por los materiales contenidos, la inclusión de las masas en los casos sísmicos y la obtención de los esfuerzos generados sobre los elementos estructurales. Una modelación detalla mediante elementos finitos permite encontrar los estados de esfuerzos sobre las paredes del silo.

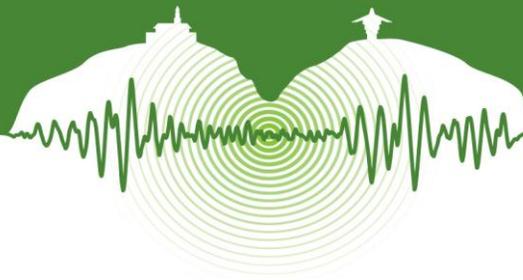
El factor de sobre esfuerzo es elegido como el mejor parámetro para calificar el nivel de seguridad del silo. Este permite reconocer las zonas donde la estructura no cumple con las especificaciones requeridas por las normativas existentes. Además, al realizar múltiples evaluaciones variando las capacidades operacionales y las propiedades del material contenido es posible generar las CCO para tomar decisiones respecto a la operatividad del silo. Finalmente, a través de estas es posible caracterizar el aumento de la demanda sobre las paredes del silo cuando este se encuentra sometido a combinaciones de carga que tienen en cuenta las fuerzas sísmicas de diseño.

REFERENCIAS

American Concrete Institute. 1997. Commentary on standard practice for design and construction of concrete silos and staking tubes for storing granular materials. (ACI 313-97). ACI.



- American Concrete Institute. 1997. Standard practice for design and construction of concrete silos and stacking tubes for storing granular materials. (ACI 313-97). ACI.
- American Society of Civil Engineers. 2013. Minimum design loads for buildings and other structures. ASCE/SEI 7-10. Reston, Virginia: Published by American Society of Civil Engineers.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. 2010. AIS, *Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia*.
- Boresi, A.P. 2003. *Advanced mechanics of materials*. John Wiley & Sons.
- European Committee for Standardization. Eurocode 1 – Actions on structures – Part 4: Silos and tanks (English Version) – (EN-1991-4:2006).
- Ministerio De Ambiente, Vivienda, Desarrollo y Transporte. *Reglamento colombiano de Construcciones Sismo Resistentes - NSR-10*. 2010, Bogotá.
- Paulay, T. and Park, R. 1975. Reinforced Concrete Structures.
- Safarian, S. and Harris, E. 1970. Determination of minimum wall thickness and temperature steel in conventionally reinforced circular concrete silos. *ACI Journal*. Title No. 67-32.
- Schulze, D. 2008. *Powders and Bulk Silos – Behavior, Characterization, Storage and Flow*. Germany.



Reforzamiento mediante bandas de FRP de puentes mexicanos ubicados en zona sísmica

Reinforcement with FRP jackets of Mexican bridges in seismic zone

Hugo Hernández-Barrios^{1*} y Cesar Elioza O.²

¹Profesor Investigador, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia, Michoacán, México.

²Egresado de la Maestría en el área de Estructuras, Posgrado en Ingeniería Civil, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia, México

RESUMEN

Durante los años 70 y 80 ocurrieron diversos eventos sísmicos en diferentes partes del mundo en los que se presentaron daños importantes en puentes vehiculares. La red carretera federal mexicana cuenta con alrededor de 7,230 puentes de los cuales 1,970 se encuentran en los estados de Chiapas, Oaxaca, Guerrero, Colima, Michoacán y Jalisco; dentro de una zona sísmicamente activa. Más de dos terceras partes fueron diseñados y construidos en el período de 1960 a 1970. En este trabajo se revisan las recomendaciones para reforzar columnas de concreto con diferentes configuraciones, a través de bandas de FRP ante incremento de carga axial y momento flexionante; así como por confinamiento y ductilidad. Las recomendaciones y los modelos se han programado con el fin de obtener de manera rápida el número de bandas y longitudes de aplicación de FRP necesarias para su reforzamiento, aplicando las metodologías de forma explícita a columnas de concreto reforzado y particularmente a las tipologías de los puentes existentes en la costa del Pacífico mexicano.

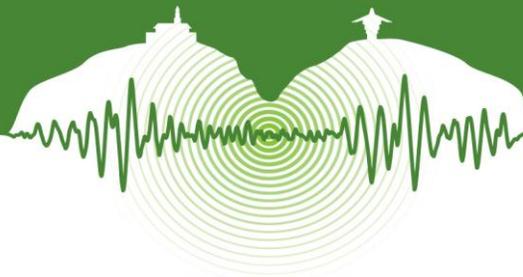
Palabras clave: reforzamiento, puentes mexicanos, bandas de FRP

ABSTRACT

During the 70s and 80s several seismic events have occurred around the world, in which important damages in vehicular bridges have been presented. The Federal Highway Network in Mexico has about 7,230 bridges, 1,970 of them are in the states of Chiapas, Oaxaca, Guerrero, Colima, Michoacán y Jalisco; in a seismically active region. More than two thirds of them were designed and built in the period from 1960 to 1970. In this work are reviewed the recommendations to reinforce concrete columns with different configurations using FRP jackets, in the face of the axial load and flexural moment increase; as well as because of confinement and ductility. The recommendations and the models have been programmed in order to get quickly the number of stripes and the length of FRP required to the reinforcement, using the detailed methodology for concrete columns and for the typology of the bridges that lie in the Mexican Pacific coast.

Keywords: reinforcement, Mexican bridges, FRP jackets

* Autor Correspondencia: hugohernandezbarrios@yahoo.com.mx/hugohbarrios@yahoo.com.mx



1 INTRODUCCIÓN

Técnicamente una columna que necesita ser reparada es porque fue diseñada de manera deficiente o porque fue diseñada correctamente en su momento, pero que no cumple las recomendaciones actuales de diseño. El objetivo del encamisado con bandas de FRP en columnas de concreto reforzado pueden ser: (1) mantener al concreto en su lugar, (2) prevenir o limitar la corrosión del acero de refuerzo y (3) reforzar o mejorar la capacidad de la columna, ya sea por ductilidad o resistencia (Cheng, 2000). Aunque el FRP puede tener un multipropósito, en la mayoría de los casos el objetivo es el de mejorar la respuesta bajo cierto tipo de acción. Existen diversas técnicas de colocación del FRP, siendo clave el tipo de matriz utilizada y el volumen, ya que de ellos depende el comportamiento. El espesor y orientación de la camisa de FRP se calcula de acuerdo al problema que quiere satisfacerse, por ejemplo, si lo que se desea es aumentar la capacidad axial de una columna de concreto reforzado, las bandas de FRP son colocadas en dirección perimetral y el espesor de ellas está directamente relacionado con la presión de confinamiento necesaria para soportar el incremento de la carga; si lo que se pretende es mejorar la resistencia a flexión las tiras se colocan longitudinalmente en la parte que se tensiona por flexión (Figura 1), es decir, la dirección de las fibras debe orientarse de tal manera que se aproveche mejor su resistencia. Si lo que se requiere es incrementar el cortante resistente, las fibras deben orientarse perpendicularmente al eje del elemento, es decir, de forma paralela a la dirección de la carga. Cuando se requiere incrementar tanto la flexión como el confinamiento se puede hacer una combinación orientando las fibras en ambas direcciones (Figura 1).

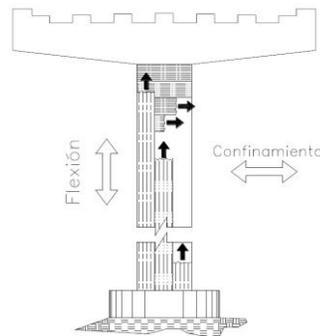
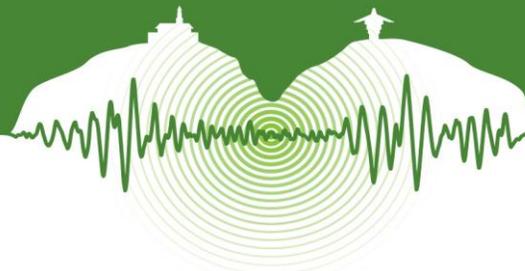


Figura 1: Distribución del confinamiento con bandas de FRP.

En columnas con refuerzo transversal escaso o mal detallado, lo que se desea es incrementar el confinamiento lateral para alcanzar mayor ductilidad, aunque dependiendo de este grado de confinamiento también se puede llegar a mejorar la resistencia a carga axial y momento flexionante. Una columna correctamente encamisada con FRP en su zona de articulación plástica, le permite al concreto alcanzar grandes deformaciones del orden de 0.012 que es mayor al valor de diseño de 0.003; además le permite ductilidades de desplazamiento de alrededor de diez e incrementar su capacidad para soportar grandes cargas axiales (Cheng, 2000). Por otro lado, en columnas de puentes, el FRP debe diseñarse para incrementar la resistencia transversal y mitigar las fallas frágiles debiendo soportar el cortante creado durante la formación de la articulación plástica y las grandes rotaciones (diseño por capacidad). La implantación de camisas de FRP también se ha llevado a cabo en columnas que han fallado por la presencia de traslapes; incluso esta técnica se ha comprobado en columnas circulares que previamente habían fallado por cortante (Hexcel FyFe Co, 1994).

Además de que el incremento en resistencia y ductilidad es más eficiente si las fibras son colocadas en la dirección de los estribos, es bien sabido que cuando las camisas se colocan en columnas de sección transversal circular, el incremento tanto en ductilidad como en resistencia es más grande que en otro tipo de secciones. En columnas con sección cuadrada o rectangular, con aristas o lados largos, sólo se presenta un aumento en ductilidad, por lo general el aumento en resistencia es tan bajo que algunos autores proponen despreciarlo. Por lo tanto si se desea maximizar el beneficio de utilizar FRP la sección transversal debería ser circular; no obstante si se tienen otro tipo de secciones se recomienda realizar un trabajo previo de redondeo de las esquinas, o si se tienen lados largos podría hacerse un trabajo para ovalar la forma de la sección original. Por lo general el encamisado con FRP se presenta de dos formas una de las cuales consiste en fibras largas continuas colocadas de tal manera que se forme una lámina delgada, a esta técnica se le conoce como encamisado completo. La otra forma consiste en el uso de tiras de FRP separadas entre sí a una distancia determinada, no obstante, la efectividad del confinamiento se reduce drásticamente comparadas con el uso de camisas continuas. La recomendación es aplicar encamisados continuos (Zihan, 2005). El encamisado puede ser del tipo activo o pasivo, cuando se utiliza de manera pasiva el encamisado es colocado directamente alrededor de la columna y comienza actuar una vez que el concreto bajo la carga comienza a expandirse lo que conduce eventualmente a que el FRP desarrolle esfuerzos de tensión que tratarán de resistir dicha expansión. Por otro lado, el confinamiento activo consiste en la colocación de las fibras alrede-



dor de la columna pero con un perímetro un poco más grande para que el espacio que se tiene pueda ser rellenado inyectando cemento expansivo o grout con objeto de proporcionar mayor confinamiento y que éste comience a actuar desde un comienzo.

El método más utilizado es el de confinamiento pasivo debido principalmente a la facilidad de colocación y a que se tiene un mejor conocimiento de su comportamiento, aunque se sabe que el confinamiento activo reduce el espesor necesario de la camisa de FRP (Hexcel FyFe Co, 1994). En el confinamiento activo también es posible realizar una combinación con un cambio de forma, es decir, colocar una camisa de FRP circular en una columna cuadrada.

2 COMPORTAMIENTO DE COLUMNAS REFORZADAS CON FRP

Cuando se tiene una columna de concreto confinado con FRP (aplicable también con estribos o con una camisa de acero) y ésta se somete a compresión axial, el concreto se comprime en la dirección de la carga y se expande lateralmente por el efecto de Poisson (Chambi, 2010), el sistema del FRP se opone a esta expansión transversal y se tensiona lateralmente aplicando sobre el núcleo de concreto una presión de confinamiento, las fibras en sí no cuentan con ninguna resistencia a compresión, sino que mediante esta acción se genera un estado triaxial de esfuerzos, el cual es responsable del incremento en resistencia y deformación. La falla eventual del concreto confinado con FRP se da por la ruptura de la camisa de FRP cuando se alcanza la deformación de “ruptura” de esta. La “ruptura” puede llegar a ser sustancialmente diferente e inferior a la deformación última que se observa en pruebas directas de tensión.

La Figura 2 presenta los modelos para el cálculo de la presión de confinamiento en columnas circulares, cuadradas y rectangulares; esta presión de confinamiento se obtiene de forma análoga a la calculada cuando se presenta confinamiento con acero transversal. La deformación de tensión que presenta la camisa de FRP está relacionada con la deformación por compresión axial que presenta el concreto confinado, por lo que se puede establecer una expresión que permita obtener la deformación de la camisa en función de la deformación axial del concreto (Zihan, 2005). El análisis de resultados experimentales permite establecer que existe un comportamiento diferente del confinamiento en concreto de baja y alta resistencia, siendo más notable el efecto de confinamiento en los de baja resistencia. Por lo general el efecto de confinamiento proporcionado por los estribos puede ser ignorado debido a que cuando se cuenta con una columna de concreto reforzado encamisada con FRP, el astillamiento del concreto no se presenta debido al confinamiento de la camisa, por lo que el acero de refuerzo lateral no se activa completamente y puede ignorarse como efecto de confinamiento.

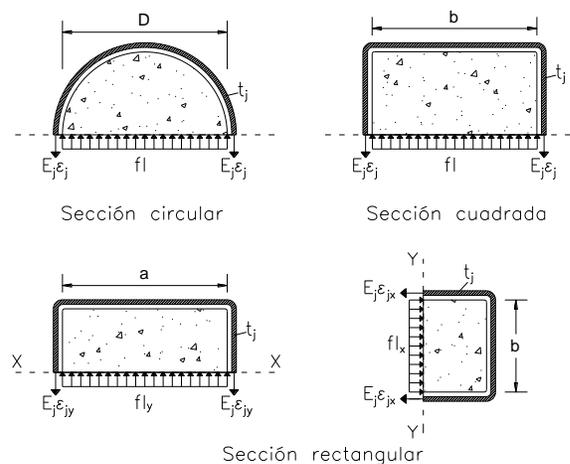
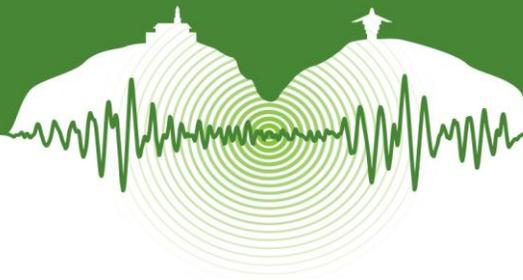


Figura 2: Presión de confinamiento para diferentes secciones transversales.

3 MODELOS DE CONFINAMIENTO CON FRP

El desarrollo de los modelos de comportamiento se basa en una serie de pruebas experimentales que describen el comportamiento esfuerzo-deformación del concreto confinado con FRP. La gran mayoría de los trabajos se ha hecho en columnas circulares y muy pocos para las columnas cuadradas, por lo que para estas últimas se proponen factores de forma o de eficiencia para calcular las propiedades equivalentes a las de una columna circular. En las referencias bibliográficas existe un número grande de modelos esfuerzo-deformación para concreto confinado con FRP bajo compresión axial, la gran mayoría de ellos se basan en el modelo matemático propuesto por Richart et al. en 1928. Los modelos esfuerzo-deformación s clasificar en:



- Modelos orientados al diseño
- Modelos orientados al análisis

Los modelos orientados al diseño se definen generalmente con expresiones analíticas simples producto de la solución cerrada y son útiles directamente en la práctica del diseño; por el contrario, los modelos orientados al análisis generalmente predicen las curvas esfuerzo-deformación usando un procedimiento incremental iterativo, por lo que resultan poco prácticos para su uso en el diseño. Sin embargo, un modelo de análisis tiene una mejor capacidad predictiva, siendo así más veraces y versátiles que los modelos orientados al diseño.

Regularmente, algunos modelos orientados al diseño sólo presentan expresiones para el cálculo de la resistencia máxima y de su deformación asociada, pero no describen de forma completa el comportamiento de la curva esfuerzo-deformación; algunos otros, que sí lo tratan de hacer, están basados en una presión de confinamiento constante (confinamiento activo) que predicen poco la realidad pero que son sencillos de utilizar. A grandes rasgos, el confinamiento activo es aquel en donde la presión de confinamiento se mantiene constante durante todo el proceso de carga, mientras que si se confina pasivamente, la presión es variable debido a las deformaciones radiales de la masa de concreto. El tipo de confinamiento ejercido por una camisa de FRP es pasivo más que activo, es decir, conforme aumentan las deformaciones axiales de la columna, las deformaciones laterales también se incrementan ocasionando un aumento en la resistencia axial del núcleo. En la Figura 3 se observa el comportamiento bilineal del modelo propuesto por Lam y Teng en 2003 y adoptada por el ACI.440.2R-08.

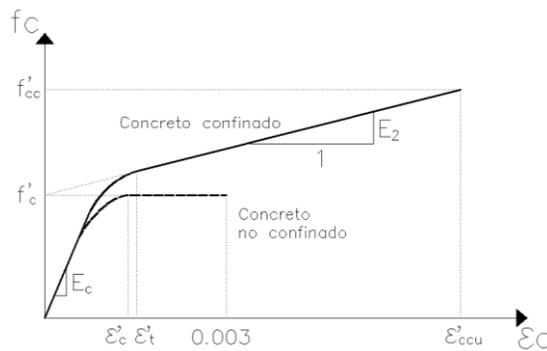
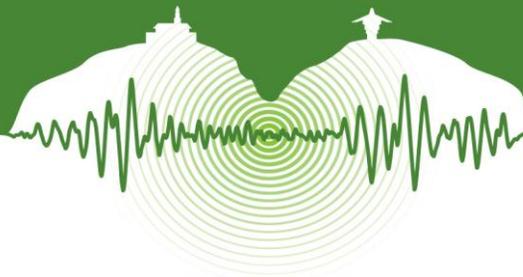


Figura 3: Modelo de Lam y Teng de 2003 (adaptada de ACI.440.2R-08).

Cuando se tratan de evaluar con mayor precisión el comportamiento de una columna, por ejemplo para cálculo del diagrama momento-curvatura, se requieren del uso de un modelo orientado al análisis por ser más exacto y describir detalladamente la curva esfuerzo-deformación. No obstante, existen algunos trabajos donde se utilizan los modelos orientados al diseño para llevar a cabo procesos de análisis por su facilidad de uso. Tal vez, para fines ilustrativos (como en casos académicos) la relación bilineal idealizada de los modelos de diseño no afecta el comportamiento teórico de la columna. Las comparaciones y demostraciones de la efectividad del confinamiento con FRP, pueden llegar a ser aceptables sobre todo cuando no se cuenta con modelos precisos como sucede para columnas no circulares. De acuerdo con lo descrito en párrafos anteriores queda entendido que la mejor propuesta pertenece a los modelos desarrollados por Teng, Lam y Jiang entre otros.

Para el caso de columnas con sección circular o rectangular existen modelos orientados al diseño para el cálculo de la curva esfuerzo-deformación. Para el caso de modelos orientados al análisis, durante la revisión bibliográfica realizada en la elaboración de este trabajo, sólo se encontró un modelo aplicable para columnas con sección circular. En el presente trabajo para realizar un análisis momento-curvatura de columnas circulares se utilizará un modelo orientado al análisis; por otro lado, si lo que se desea es calcular un diagrama de interacción de una columna de concreto confinada con FRP, se utilizará un modelo orientado al diseño. Para el caso de columnas rectangulares o cuadradas se empleará el modelo empleado al diseño en todos los análisis. En Elioza (2014) se describen los modelos utilizados en este trabajo.

Cuando se trata de columnas reparadas o reforzadas con FRP del diagrama de interacción solo consta de dos modelos de materiales: concreto confinado con FRP y acero de refuerzo longitudinal. Una vez que se seleccionan los modelos para diferentes materiales de la sección transversal, el siguiente paso es discretizar a la sección transversal en cierto número de franjas diferenciales, elegir el número de puntos, carga axial actuante, etc. El modelo constitutivo depende del tipo de sección transversal y del objetivo del análisis, en este trabajo se utilizaron para el caso de columnas circulares:



- Modelo de diseño de Teng et al. (2009)
- Modelo de análisis de Jiang y Teng (2007)

Y para columnas rectangulares o cuadradas:

- Modelo de diseño adaptado de Teng et al. (2009)

4 PROCEDIMIENTO PROPUESTO PARA LA EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO

Se propone el siguiente procedimiento para el diseño y revisión de la camisa de FRP con el fin de reforzar una pila de un puente:

1. Determinar las propiedades y geometría de la columna
 - a. Forma y dimensiones
 - b. Materiales
 - c. Concreto y acero
 - d. FRP
2. Evaluar la columna sin refuerzo
 - a. Carga axial
 - b. Diagrama de interacción (P-M)
 - c. Diagrama momento-curvatura (M- ϕ)
 - d. Diagrama de interacción último (Pu-Mu)
3. Calcular el espesor de refuerzo conforme el objetivo deseado:
 - a. Aumento de la capacidad a carga axial
 - b. Aumento de la ductilidad (curvatura) o resistencia (momento)
 - c. Verificar:
 - i. Cortante
 - ii. Pandeo de barras
 - iii. Confinamiento en la zona de traslapes
4. Evaluar la columna reforzada con FRP (según modelo adecuado)
 - a. Ante carga axial (p)
 - b. Diagrama de interacción (resistencia, P-M)
 - c. Diagrama momento-curvatura (M- ϕ)
 - d. Diagrama de interacción último (revisión (Pu-Mu))
5. Verificar si se cumplen los objetivos al comparar las evaluaciones
 - a. Incremento en resistencia de carga axial
 - b. Incremento en combinación carga axial-momento
 - c. Incremento en la curvatura última (ductilidad)
 - d. Incremento en resistencia de momento flexionante (sobrerresistencia)
6. Refinamiento del espesor y conclusiones
 - a. ¿objetivo cumplido?
 - b. ¿espesor adecuado?
 - i. Reducción o aumento
 - ii. Nueva evaluación

5 ESTADO FÍSICO DE LOS PUENTES CARRETEROS EN LA ZONA DEL PACÍFICO MEXICANO

Esta Tabla 1 muestra el monto total en millones de pesos mexicanos (MDP) utilizado en la conservación y reconstrucción de puentes carreteros por el gobierno mexicano. En la Tabla 1 se puede ver que el gobierno mexicano cada vez invierte más en la reconstrucción y conservación de los puentes carreteros. México cuenta con un patrimonio vial que se clasifica según el orden del gobierno que las administra en: Red Carretera Federal, Red Alimentadora o Estatal y la Red Rural. La Red Carretera Federal está a cargo de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), mientras que los caminos de la Red Alimentadora son responsabilidad de los gobiernos de los Estados. Los caminos rurales y estatales, así como las brechas mejoradas también están a cargo de los estados. La red carretera nacional tiene una extensión de 374,262 km de los cuales 49,102 km pertenecen a la Red Federal; 80,774 km a las redes de jurisdicción estatal y 244,386 km a caminos rurales y brechas mejoradas. En este trabajo se realizó un análisis estadístico basado en los informes del Sistema de Puentes en México, SIPUMEX (2011), para determinar las características de 1,970 puentes ubicados en la red carretera libre de peaje de los estados que pertenecen a la zona de la costa del Pacífico, como son: Chiapas, Colima, Guerrero, Jalisco, Michoacán y Oaxaca.

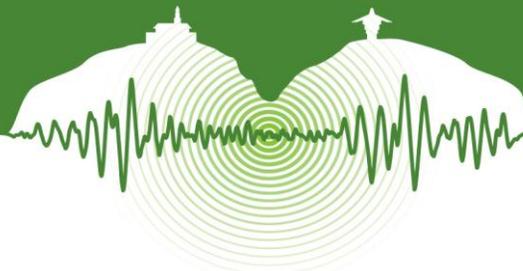


Tabla 1. Inversión en la infraestructura de puentes.

Periodo	Monto Total MDP	Número de puentes	
		Reconstrucción	Conservación
2001-2002	322.6	175	---
2002-2003	337.6	116	---
2003-2004	213.7	93	---
2004-2005	188.5	48	---
2005-2006	212.9	62	---
2006-2007	244.8	39	4584
2007-2008	480.5	78	8322
2008-2009	567.5	101	6984
2009-2010	809.8	88	7288
2010-2011	714.4	64	6890
2011-2012	905.5	62	7745

En la Tabla 2 se resume el número de puentes carreteros y peatonales que existen en estos estados de la costa del Pacífico mexicano: Chiapas, Colima, Guerrero, Jalisco, Michoacán y Oaxaca.

Tabla 2. Número de puentes ubicados en los estados de la costa del Pacífico.

Número de puentes carreteros					
Chiapas	Colima	Guerrero	Jalisco	Michoacán	Oaxaca
361	83	388	257	448	433
Número de puentes peatonales					
Chiapas	Colima	Guerrero	Jalisco	Michoacán	Oaxaca
55	13	28	12	63	27
Número total de puentes					
416	96	416	269	511	460

En la Figura 4 se muestra la relación entre el número de puentes y su periodo de construcción para los 6 estados de la República Mexicana antes mencionados. Se puede observar que en el periodo de 1950 a 1960 fue donde se construyó la mayor cantidad de puentes (491 puentes), seguido de 1960 a 1970 con 477, y de 1980 a 1990 con 311 puentes.

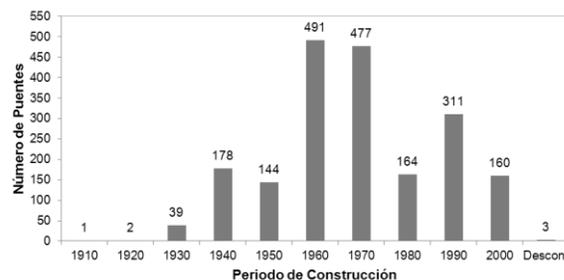
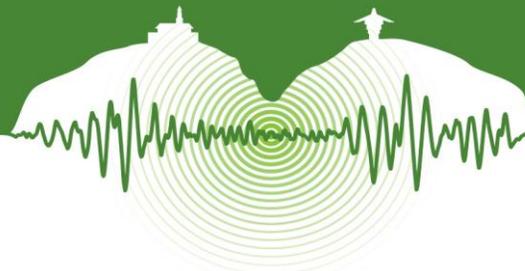


Figura 4: Número de puentes según su periodo de construcción.



En la Figura 5 se relaciona el número de puentes con las cargas vivas para las que fueron diseñados. Se puede observar que las cargas vivas de diseño más utilizadas en los estados corresponden a camiones HS-20 con 595 puentes y HS-15 con 405 puentes.

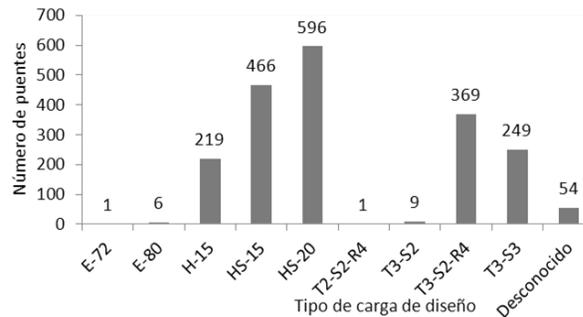


Figura 5: Relación de número de puentes con la carga con la que fueron diseñados.

El Sistema de Puentes en México, SIPUMEX, califica a los puentes con una calificación de 0 a 5 en función del daño que presenten, el valor numérico corresponde a la siguiente descripción:

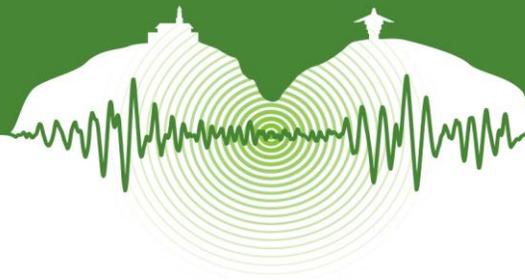
- 0: Sin daño o daño insignificante.
- 1: Daño pequeño pero no es necesaria la reparación, excepto mantenimiento menor.
- 2: Algún daño, reparación necesaria cuando se presente la ocasión. El componente funciona como se diseñó.
- 3: Daño significativo, reparación necesaria muy pronto.
- 4: Daño grave, reparación necesaria inmediatamente.
- 5: Daño extremo, falla total del componente.

Tabla 3. Número de puentes y su clasificación según el daño que presentan.

Estado	Calificación del puente					
	0	1	2	3	4	5
Chiapas	1	79	220	42	19	--
Colima	16	18	24	15	42	--
Guerrero	7	157	145	60	19	--
Jalisco	--	156	75	22	4	--
Michoacán	--	102	213	114	19	--
Oaxaca	--	60	234	118	20	1
Total	24	257	911	371	91	1
%	1.22	29.04	46.24	18.33	4.62	0.05

En la Tabla 3 se relaciona el número de puentes en los estados de la costa del Pacífico con su calificación según el sistema SIPUMEX. Se puede observar que el 46.24% de los puentes están clasificado como 2; el 29.04% como 1, el 18.83% como 3, el 4.62% como 4, el 1.22% como 0 y el 0.05% como 5.

En forma general, de los 1,970 puentes que se encuentran en la zona potencialmente sísmica de la costa del Pacífico mexicano, más del 70% de ellos se construyeron antes de 1970, es decir, con especificaciones de diseño que posteriormente sufrieron cambios en sus expresiones de diseño por haberse observado deficiencias en ellas, además un gran número de estos puentes fueron diseñados con cargas vivas que en los últimos años han sido completamente rebasadas en las carreteras nacionales. En cuanto a su clasificación según el daño que presentan el 46% de los puentes presentan algún daño y necesitan reparación.



6 EJEMPLO

El puente Nexpa se localiza en la carretera Playa Azul-Manzanillo en el estado de Michoacán, se construyó en 1975 considerando una carga viva de diseño al camión HS-20. El puente consta de 7 claros simplemente apoyados (rectos y sin esviajamiento) compuestos por un sistema de losa y vigas de concreto presfuerzo. La subestructura cuenta con estribos de concreto reforzado y las pilas consisten de una columna con un cabezal extremo cimentadas en cilindros de concreto reforzado enterrados en el terreno. Los datos geométricos de la pila del puente Nexpa se muestran en la Figura 6. La pila tiene sección transversal circular y es de concreto reforzado. Se presenta una propuesta de refuerzo con camisa de FRP debido a que las cargas desde su proyección a la fecha se han incrementado significativamente debido al incremento de la carga viva. Además deberá diseñarse el espesor de banda para los problemas de cortante, pandeo y traslape de barras longitudinales presentes en la pila. Se espera que con el confinamiento proporcionado por la camisa de FRP se alcance una resistencia de 30% adicional, suficiente para soportar el momento actuante debido a la carga axial y las cargas de servicio y, por lo menos, una ductilidad de curvatura de 12.

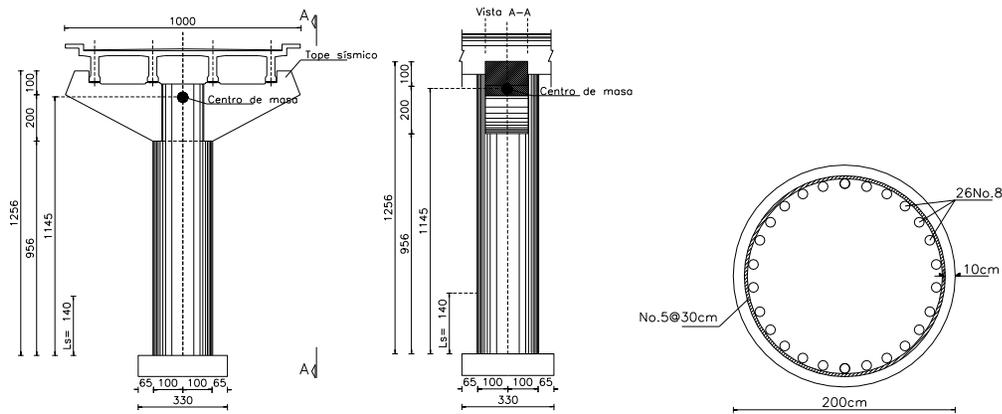


Figura 6: Características geométricas de la pila del puente Nexpa.

Las dimensiones generales de la pila se presentan en la Figura 6 y tiene las siguientes propiedades:

- Diámetro de la columna es de 2m
- Recubrimiento de 10 cm.
- Concreto $f'_c = 24.52$ Mpa (250 kg/cm^2).
- Acero longitudinal y transversal mexicano grado 60 [$f_y = 448.85$ Mpa ($4,577 \text{ kg/cm}^2$)].
- 26 barras longitudinales del número 8 distribuidas uniformemente
- Zona de traslapes de 140 cm en la conexión con la zapata (70 veces el diámetro de las barras).
- Estribos del número 5 a cada 30 cm.

Se propone que el encamisado con FRP sea utilizando fibras comerciales de carbono SikaWrap®-530C. Las propiedades fueron obtenidas directamente del catálogo oficial (<http://mex.sika.com> no. de identificación 405303). Para una columna exterior encamisada con fibra de carbono, el factor de exposición es $C_E = 0.85$. El factor de eficiencia a la ruptura es de $k_e = 0.55$. Las propiedades finales de la camisa de FRP considerando los factores de reducción son los siguientes:

- $E_{FRP} = 49,100$ Mpa ($500,680 \text{ kg/cm}^2$)
- $f_{fu} = 606$ Mpa ($6,180 \text{ kg/cm}^2$)
- $\epsilon_{fu} = 0.6545\%$

Después de haber aplicado la metodología propuesta de reparación y reforzamiento de pilas de concreto del apartado 4 de este trabajo resultó que un espesor de camisa compuesto por 14 tiras cumple con los requisitos de refuerzo por resistencia y por ductilidad de forma satisfactoria. A continuación se presentan los resultados comparativos.

La Figura 7 presenta la comparación de las curvas esfuerzo-deformación para los distintos tipos de confinamiento. De acuerdo con los resultados se calcula que el incremento de resistencia del concreto confinado con FRP es de 1.70 veces la resistencia del concreto confinado con acero y de 1.83 veces la resistencia del concreto no confinado.

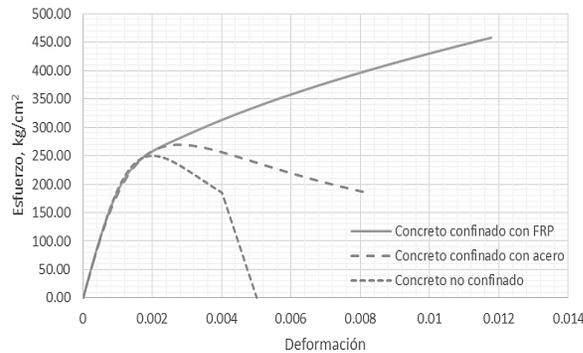
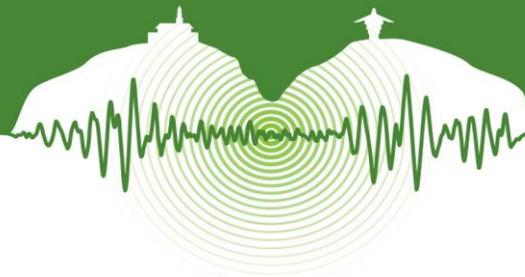


Figura 7: Curvas esfuerzo-deformación para diferentes tipos de confinamiento.

La Tabla 4 presenta los valores de los principales parámetros de resistencia y ductilidad de las curvas mostradas en la Figura 1.2. El incremento de las propiedades utilizando el encamisado con la fibra de carbono es importante tanto en resistencia como en ductilidad.

Tabla 4: Incremento de las propiedades del concreto con y sin bandas de FRP

Parámetro	Tipo de confinamiento			Incremento	
	No confinado	acero	FRP	FRP/no confinado	FRP/acero
f'_{cc}	250	269.33	457.82	1.83	1.7
f'_{cu}	184089	186.25	457.82	2.48	2.46
e_{cc}	0.002	0.00277	0.01178	5.89	4.25
e_{cu}	0.004	0.00808	0.0078	2.94	1.46

La Figura 8 presenta la comparación de las curvas de interacción de resistencia de carga axial y momento flexionante. De acuerdo a los distintos tipos de hipótesis se tiene el diagrama de ACI que corresponde a los resultados considerando el confinamiento efectivo solamente en la zona de compresión controlada; por otro lado el diagrama de FRP es aquel en donde el efecto del confinamiento es efectivo en ambas zonas.

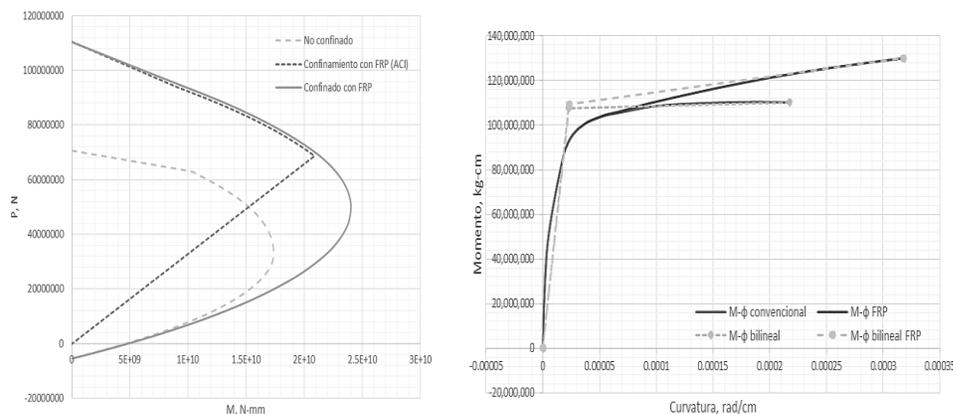


Figura 8: Diagramas para la revisión de la pila del puente Nexpa.

La Tabla 5; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** presenta los puntos más representativos de los diagramas de confinamiento con FRP y el incremento de resistencia en comparación con la columna de concreto sin confinar. Según las hipótesis

El presente artículo hace parte de las memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica organizado por la Universidad de los Andes y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, Mayo de 2015.



de ACI el punto de comportamiento balanceado para este caso no corresponde al punto de momento máximo que puede presentar la columna; caso contrario, cuando el confinamiento es efectivo también en la zona de tensión el momento máximo se logra alcanzar. En todos los casos a partir del punto de flexión pura hasta la compresión pura los valores son exactamente los mismos debido a que el concreto en tensión se desprecia y solamente trabaja el acero longitudinal.

Tabla 5: Incremento de las propiedades de la columna con y sin bandas de FRP

Parámetro	Tipo de confinamiento			Incremento	
	No confinado	ACI	FRP completo	ACI/no confinado	FRP/no confinado
$P_{m\acute{a}x}$	70,656 860	110,387 900	110,387 900	1.56	1.56
$M_{m\acute{a}x}$	17,353 100 000	20,859 190 000	24,013 920 000	1.20	1.38

El espesor de la camisa calculado para prevenir el problema de pandeo es de 0.6847 cm, por lo tanto un espesor de 1.82 cm (14 tiras) es suficiente para evitar que se presente. La Figura 8 presenta la comparación de las curvas momento-curvatura para confinamiento convencional y concreto confinado con FRP, además muestra las simplificaciones bilineales utilizadas para el cálculo de la ductilidad. Puede observarse que con el encamisado de FRP la curvatura última incrementa notoriamente al igual que el momento último que puede soportar la columna.

CONCLUSIONES

La red carretera libre de peaje de los estados de la costa del Pacífico Mexicano tiene 1,970 puentes carreteros, los cuales además de ubicarse en una zona potencialmente sísmica, la mayoría son puentes que se fueron construidos en la década de los años 70, y actualmente se encuentran sometidos a demandas de cargas axiales mayores a las de diseño, debido al incremento de cargas vivas. Por esa razón, el gobierno mexicano ha incrementado en los últimos años el presupuesto de reparación y reforzamiento de los mismos. En este trabajo se desarrolla una metodología para el reforzamiento de puentes con las características más comunes encontradas en la realidad y utilizando para su reforzamiento bandas de FRP. Dicho procedimiento se aplicó al caso del puente Nexpa, que fue construido en 1975. Resultado que el encamisado con 14 tiras de FRP (espesor total de 1.82 cm) es suficiente para cumplir con los requisitos del refuerzo conforme a los siguientes puntos:

- El incremento de carga axial fue de diseño fue de 1.56 respecto a la de concreto no confinado.
- El incremento de momento resistente de diseño fue de 1.20 y 1.56 veces respecto a la de concreto no confinado, considerando o no la efectividad del confinamiento respectivamente.
- La ductilidad de curvatura esperada fue de 12, sin embargo, el análisis arrojó una ductilidad de 13.55 siendo 1.44 veces la ductilidad obtenida del concreto confinado con estribos.
- El diagrama de interacción último demostró que la sobrerresistencia del concreto confinado con FRP en el punto de falla es aproximadamente 1.70 veces el valor de la sobrerresistencia del concreto confinado convencionalmente.

Las aplicaciones computacionales logran estimar con una precisión aceptable el nivel de ductilidad esperada con un grado de seguridad razonable, sin embargo, tanto el factor de sobrerresistencia como las ductilidades están en función de las relaciones adoptadas durante la ejecución. Para el ejemplo de la pila tipo se observa una buena correlación, no obstante de ser posible puede llevarse a cabo un refinamiento a través de un método iterativo hasta que los valores converjan entre sí.

AGRADECIMIENTOS

El primer autor agradece a la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo quién por medio de la Coordinación de investigación científica otorgó las facilidades para la realización de este trabajo. Así, mismo el segundo autor agradece al Consejo de Ciencia y Tecnología, CONACyT, por la beca otorgada para realizar sus estudios de maestría en estructuras en el posgrado de ingeniería de la UMSNH.

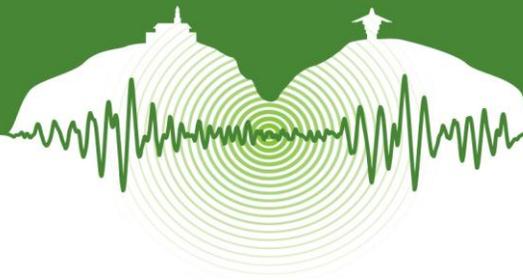
REFERENCIAS

ACI 440.2R-08. (2008). Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. Reporte del Comité 440 del Instituto Americano del Concreto (ACI).

El presente artículo hace parte de las memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica organizado por la Universidad de los Andes y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, Mayo de 2015.



- Chambi Ch. (2010). Caracterización Estadística de los Modelos de Confinamiento del Hormigón Comprimido Mediante Materiales Compuestos. *Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería Estructural y de la Construcción. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona de la Universidad Politécnica de Barcelona (UPC).*
- Hexcel FyFe Co. (1994). Seismic Retrofit of Bridge Columns Using High Strength Fiberglass/Epoxy Jackets. Design Recommendations, *Reporte #97-07, Job #90-08 por SEQAD Consulting Engineers*, San Diego, Ca. Reporte preparado por Hexcel FyFe Co. Post Office Box 61. Solana Beach, CA 92075.
- Jiang T. y Teng J. G. (2007). Analysis-oriented models for FRP-confined concrete, *Engineering Structures*, vol. 29, n° 11, pp. 2968–2986.
- Lam L. y Teng J. G. (2003a). Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete, *Construction and building material*, vol. 17, n° 6–7, Septiembre-Octubre, pp. 471–489.
- Lam L. y Teng, J. (2003b). Design-Oriented Stress-Strain Model for FRP-Confined Concrete in Rectangular Columns, *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, V. 22, No. 13, pp. 1149-1186.
- Teng J. G., JiangT., Lam, L. and Luo Y. Z. (2009). Refinement of a Design-Oriented Stress–Strain Model for FRP-Confined Concrete, *ASCE Journal of composites for construction*, vol. 13, n° 4, pp. 269-278.
- Zihan Y. (2005). Shape modification of rectangular columns confined with FRP composites, *Tesis para obtener el grado de Doctor en Filosofía en Ingeniería Civil. Dpto. de Ingeniería civil y ambiental, Universidad de Utah.*



Revisión de la Normatividad Mexicana sobre el diseño sísmico de estructuras tipo péndulo invertido

Reviewed Seismic Design Guidelines of Mexican Codes for Inverted Pendulum

Hugo Hernández-Barrios^{1*} y Ulises Mena Hernández²

¹*Profesor Investigador, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia, Michoacán, México.*

²*Gerencia de Ingeniería Civil, Instituto de Investigaciones Eléctricas, IIE, Cuernavaca, México.*

RESUMEN

Actualmente, en diversas ciudades se han construido estructuras cada vez más esbeltas apoyadas sobre una columna en donde un alto porcentaje de su masa se ubica en su extremo superior, son ejemplo de ellas algunos puentes, viaductos, tanques elevados y algunas cubiertas apoyadas en una columna. Cuando el radio de giro de la masa de la estructura es importante, ésta se comporta como un péndulo invertido que a diferencia de un oscilador de un grado de libertad, además de que al menos el 50% de su masa está ubicada en su parte superior y que está apoyada en una sola columna, depende de la relación del radio de giro de la masa y de la rigidez a la rotación de la columna en su parte superior. Con base en un análisis modal espectral se proponen expresiones para el cálculo de los periodos de vibrar en traslación y cabeceo de un péndulo invertido apoyado en terreno firme, así como expresiones para obtener la fuerza cortante, momento por rotación y momento en la cimentación del oscilador. Se revisan las recomendaciones de diseño para estructuras tipo péndulo invertido propuestas en la normatividad mexicana y se comparan con las expresiones exactas propuestas en este trabajo.

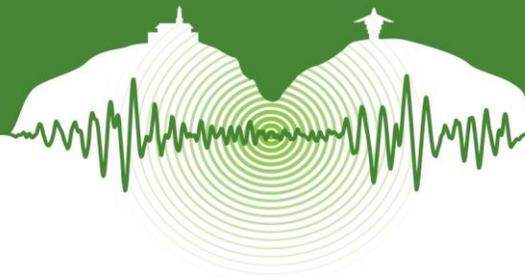
Palabras clave: oscilador tipo péndulo invertido, diseño sísmico espectral, normatividad mexicana.

ABSTRACT

Nowadays, slender structures supported by a unique column are built in several cities of Mexico. These kinds of structures concentrate the major percentage of its mass at the top. Some examples are bridges, viaduct, elevated tanks, and some light roofs on a unique column. When a structure has an important mass spin radius (besides at least the 50% of the mass at the top, supported by a unique column) its behavior is like an inverted pendulum, because the structure depends on the ratio of the mass spin radius and the rotation stiffness, as opposed to a single degree of freedom system. Based on modal spectral analyst, equations in order to calculate the vibration periods of translation and rocking, the shear force, rotation moment and the moment over the foundation of the inverted pendulum on rock soil is proposed. Three Mexican design codes for inverted pendulum are reviewed in order to compare with an exact equations proposed in this paper. Two codes contain criterion for building and bridges structures, and the third one has specific criterion for inverted pendulum.

Keywords: Structures type inverted pendulum, seismic design, mexican codes.

* Autor Correspondencia: hugohernandezbarrios@yahoo.com.mx/hugohbarrios@yahoo.com.mx



1 INTRODUCCIÓN

Actualmente, en diversas ciudades se han construido estructuras cada vez más esbeltas apoyadas sobre una columna en donde un alto porcentaje de su masa se ubica en su extremo superior. Los puentes tipo viaducto en los que la superestructura está apoyada sobre una columna son cada vez más frecuentes en las grandes ciudades debido a que requieren, relativamente, poco espacio para su cimentación. Otros ejemplos de este tipo de estructuras son los tanques elevados para almacenar líquidos, y algunos techos o cubiertas apoyados en una columna (Figura 1).

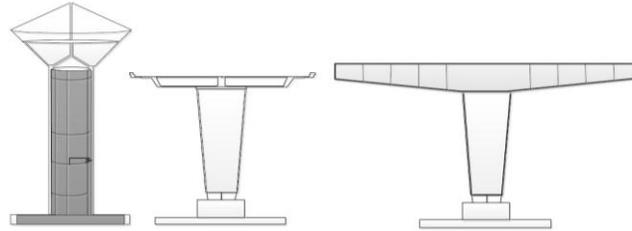


Figura 1: Estructuras apoyadas en una columna.

En México existen tres documentos que sirven de base para la realización del diseño sísmico de estructuras: (1) Las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo (NTCS, 2004) del reglamento de construcciones del Distrito Federal (RCDF, 2004); (2) el Capítulo de Diseño por sismo del Manual de Diseño de Obras Civiles (CDS-MDOC-S, 2008) y (3) la Normatividad para la Infraestructura del Transporte para el proyecto de puentes y estructuras (NIT-SCT, 1999).

Las Normas Técnicas Complementarias (NTCS, 2004) definen a una estructura tipo péndulo invertido como aquella en que el 50 por ciento o más de su masa se encuentre ubicada en el extremo superior y que tengan solo un elemento resistente en la dirección de análisis o una sola hilera de columnas perpendicular a ésta. La Normatividad para la Infraestructura del Transporte (NIT-SCT, 1999) considera que un péndulo invertido es una estructura con la masa concentrada en la parte superior y con un elemento resistente relativamente esbelto en la parte inferior. Ambas definiciones son parcialmente correctas, ya que una estructura que tienen el 100% de su masa concentrada en su extremo superior y en la que su momento másico de inercia se desprecia, en realidad se comporta como un oscilador de un grado de libertad (1GD). Adicionalmente, define como estructuras tipo péndulo invertido a los puentes apoyados en pilas formadas por una sola columna con cabezal en doble voladizo, así como las pilas formadas por una sola columna continua con la superestructura, cuando se analiza en la dirección transversal al eje longitudinal del puente. El CDS-MDOC (2008) define a las estructuras tipo péndulo invertido como aquella en que 50 % o más de su masa se halle en el extremo superior y tengan un solo elemento resistente en la dirección de análisis o una sola hilera de columnas perpendicular a ésta (Figura 2).

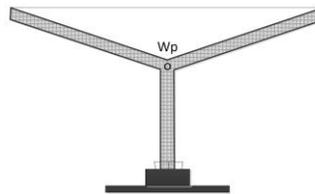


Figura 2: Definición de péndulo invertido según el MDOC (2008).

En la Figura 3 se muestran tres posibles configuraciones de estructuras apoyadas sobre una columna, resulta obvio que el comportamiento de una estructura tipo péndulo invertido, a diferencia de un oscilador de un grado de libertad, además de que al menos el 50% de su masa esté ubicada en su parte superior y que esté apoyada en una sola columna, tal que la formación de una articulación plástica en ella genere el colapso, depende de la relación del radio de giro de la masa, r , o del momento másico de inercia de la masa con relación a la rigidez a la rotación de la columna en su parte superior.

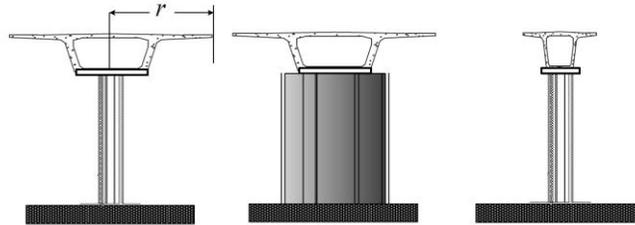
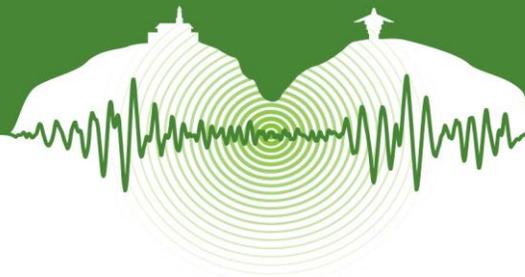


Figura 3: Configuraciones de una estructura apoyada en una columna.

En forma general, las tres normativas mencionadas recomiendan que la fuerza cortante lateral de diseño aplicada en la masa del oscilador se puede calcular por medio de un análisis estático, similar al utilizado en edificios, como

$$V = W \frac{a}{F_c} \quad (1)$$

donde W es el peso del oscilador y F_c un factor de corrección espectral.

El CDS-MDOC (2008) incluye en F_c el factor de comportamiento sísmico y un factor de reducción por sobrerresistencia, que dependen de la forma en que esté estructurado el péndulo invertido, además de que no se permite la reducción de la fuerza cortante en función del periodo fundamental ni reducción en el momento de volteo, es decir, el valor de a en la ecuación (1) es igual al coeficiente sísmico, c , obtenido de un espectro de diseño.

En las NTCS (2004) el factor de corrección espectral F_c es igual a un factor reducción indicado en la sección 4.1 de dicha norma y el valor de a en la ecuación (1) es igual al coeficiente sísmico, c , obtenido de un espectro de diseño.

En el caso de la NIT-SCT (1999), para el cálculo de la fuerza cortante se puede utilizar el método denominado como simplificado, en cuyo caso el valor de F_c es igual al factor de comportamiento sísmico y a es igual al coeficiente sísmico c . También se puede utilizar el método llamado cuasidinámico en donde el valor de F_c es igual a un factor de comportamiento sísmico modificado y el valor de a en la ecuación (1) es igual a la ordenada espectral, ambos valores dependen del periodo fundamental de vibrar del oscilador. En esta norma se recomienda calcular el periodo de vibrar del oscilador como si fuera de un GDL, es decir, con la masa concentrada en su extremo superior, despreciando el radio de giro de la masa, lo anterior contradice el modelo ya que un oscilador tipo péndulo invertido es de dos GDL.

En los tres documentos mencionados, además de considerarse la fuerza cortante lateral, recomiendan tomar en cuenta las aceleraciones verticales de la masa superior asociadas al giro de dicha masa con respecto a un eje horizontal normal a la dirección de análisis y que pase por el punto de unión entre la masa y el elemento resistente. El efecto de las aceleraciones verticales es equivalente un par de inercia M_b aplicado en el extremo superior del elemento resistente, cuyo valor es:

$$M_b = 1.5 r^2 V \left[\frac{\theta}{y} \right] \quad (2)$$

donde r es el radio de giro de la masa con respecto a un eje horizontal normal a la dirección del análisis y que pasa por el punto de unión entre la masa y el elemento resistente, denominado centro de rigidez, CR ; y es el desplazamiento lateral y θ es el giro del extremo superior del elemento resistente bajo la acción de la fuerza inercial, V que actúa sobre la masa que se define por la ecuación (1). En la Figura 4 se muestra en forma esquemática las variables definidas en la ecuación (2).

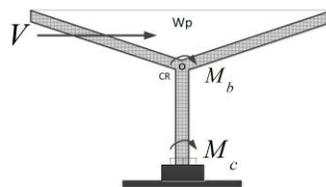
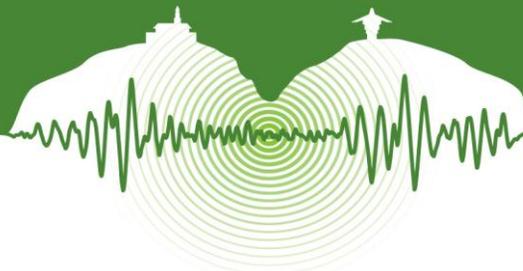


Figura 4: Definición de variables en una estructura tipo péndulo invertido, según la normatividad mexicana.



En los últimos años, en México se ha procurado que los reglamentos actuales de diseño sísmico sean conceptualmente transparentes en cuanto a la definición de factores empleados en sus expresiones, de tal forma que los ingenieros estructurales puedan comprender claramente el proceso de diseño (Carrillo et al., 2014). En este sentido, en ninguno de los documentos de diseño revisados en este trabajo se aclara por que se utiliza un valor de 1.5 en la ecuación (2). Sin embargo, según Rosenblueth y Gómez (1991) concluyen que del análisis de algunos péndulos invertidos representativos existe un incremento regularmente del orden de 50% o menos; de ahí que se utilice el coeficiente 1.5 en la expresión para cuantificar el momento. Lamentablemente, los autores de dicho trabajo no refieren citas bibliográficas para corroborar dicho comentario. En este mismo sentido, en la edición de 1993 del Capítulo de Diseño por Sismo del MDOC (CDS-MDOC, 1993), se comenta que el factor de 1.5, cubre en general los efectos de amplificación dinámica. Tampoco hace referencia bibliográfica a dicho comentario.

Por otro lado, en ninguno de los documentos de diseño aquí revisados queda claramente definido como se obtiene la relación giro-desplazamiento (θ/y) de la ecuación (2). Con lo anterior deja a criterio del diseñador la forma de obtener dichos valores, quienes por lo general, independientemente de la forma de la sección transversal del elemento lateral resistente y de la posición del centro de masas, cm , con respecto al centro de rigidez, CR , utilizan los valores de las ecuaciones (3) y (4) que se obtienen con metodologías tradicionales de análisis estructural para una columna con momento de inercia constante con la altura,

$$\theta = \frac{1}{2} \left[\frac{VL^2}{EI} \right] \quad (3)$$

$$y = \frac{1}{3} \left[\frac{VL^3}{EI} \right] \quad (4)$$

Tal que,

$$\left[\frac{\theta}{y} \right] = \frac{3}{2} \left[\frac{1}{L} \right] \quad (5)$$

donde L es la altura libre de la columna, I es el momento de inercia de la sección transversal de la columna y E es al módulo de elasticidad del material de la columna. La relación (θ/y) expresada por la ecuación (5) es utilizada en ayudas de diseño que incluyen ejemplos de aplicación que sirven de apoyo para los diseñadores (Rosenblueth y Esteva, 1977).

Sustituyendo el valor de la relación (5) en la ecuación (2) se tiene que,

$$M_b = 1.5 r^2 V \frac{3}{2} \left[\frac{1}{L} \right] = 2.25 VL \left[\frac{r}{L} \right]^2 \quad (6)$$

El procedimiento de diseño sísmico de estructuras tipo péndulo invertido dado por las ecuaciones (1) y (2), es recomendado desde la edición de 1977, de las Normas Técnicas Complementarias (NTCS, 1977) del Reglamento para Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 1976), así como en el Manual de Diseño de Obras Civiles por sismo (CDS-MDOC, 1993) y a la fecha no han tendido modificación, salvo en el valor del factor de corrección espectral, F_c .

2 MATRIZ DE RIDIDEZ

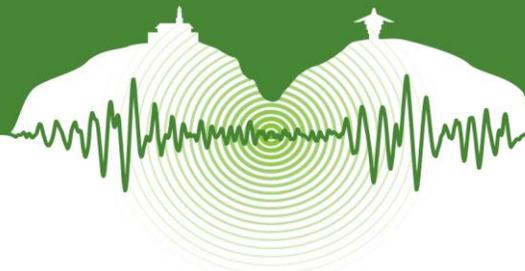
Con referencia a la Figura 5, la matriz de rigidez de un elemento sometido a flexión se puede escribir como,

$$[K] = \frac{EI_0}{L} \begin{bmatrix} \frac{12}{L^2} c_1 & -\frac{6}{L} c_3 \\ -\frac{6}{L} c_3 & 4c_2 \end{bmatrix} \quad (7)$$

donde I_0 es el momento de inercia de la sección de la columna en su base y para el caso de una columna cuyo momento de inercia varía con la altura, los coeficientes en la matriz de rigidez son (Yang, 1996):

$$c_1 = 1 + 3s \left[\frac{1}{\alpha^* + 1} - \frac{4}{\alpha^* + 2} + \frac{4}{\alpha^* + 3} \right] \quad (8.1)$$

$$c_2 = 1 + s \left[\frac{1}{\alpha^* + 1} - \frac{6}{\alpha^* + 2} + \frac{9}{\alpha^* + 3} \right] \quad (8.2)$$



$$c_3 = 1 + 2s \left[\frac{1}{\alpha^* + 1} - \frac{5}{\alpha^* + 2} + \frac{6}{\alpha^* + 3} \right] \quad (8.3)$$

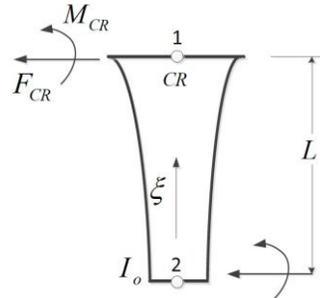


Figura 5: Elemento con eje recto y con momento de inercia variable, sometido a flexión y fuerza cortante.

La variación del momento de inercia de la columna, con la altura ξ , se puede describir como

$$I(\xi) = I_0 \left[1 + s \left(\frac{\xi}{L} \right)^{\alpha^*} \right] \quad (9)$$

donde s, α^* son los coeficientes de variación del momento de inercia. De tal manera que la fuerza lateral y el momento centro de rigidez, CR , de la Figura 5, se pueden calcular con:

$$\begin{bmatrix} F_R \\ M_R \end{bmatrix} = k \left(\frac{I_0}{I} \right) \begin{bmatrix} 4c_1 & -2Lc_3 \\ -2Lc_3 & \frac{4}{3}L^2c_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_1 \\ \theta_1 \end{bmatrix} \quad (10)$$

donde I es el momento de inercia de una columna con sección transversal constante y

$$k = \frac{3EI}{L^3} \quad (11)$$

De la ecuación (10) se puede deducir que,

$$\begin{bmatrix} \theta_1 \\ y_1 \end{bmatrix} = \frac{3}{2} \left(\frac{1}{L} \right) \frac{c_3}{c_2} \quad (12)$$

y la rigidez lateral del elemento resistente es,

$$k_e = \frac{3EI}{L^3} \left[\frac{I_0}{I} \right] \begin{bmatrix} 4c_1c_2 - 3c_3^2 \\ c_2 \end{bmatrix} \quad (13)$$

3 ECUACIÓN DE MOVIMIENTO

Considerando un oscilador de dos GDL (Figura 6) con masa m , apoyada sobre una columna con altura, L ; y momento másico de inercia con respecto a su centro de masa, cm , el cual está ubicado a una distancia x_c a partir del punto de apoyo entre la masa y la columna, CR . Las ecuaciones de equilibrio dinámico con respecto a un sistema inercial son: para la fuerza inercial horizontal,

$$F_I = m\ddot{U} \quad (14)$$

y para el momento inercial,

$$M_I = I_{cm}\ddot{\theta}_1 + m\ddot{U}x_c \quad (15)$$

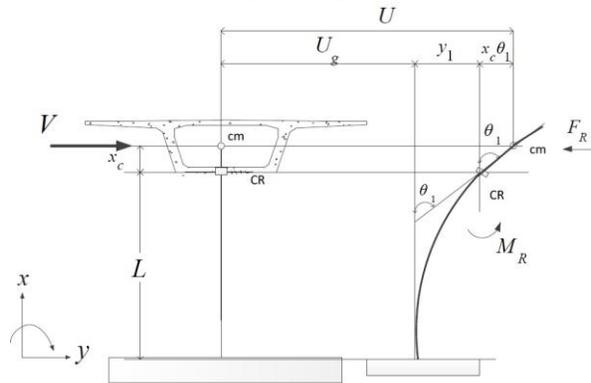
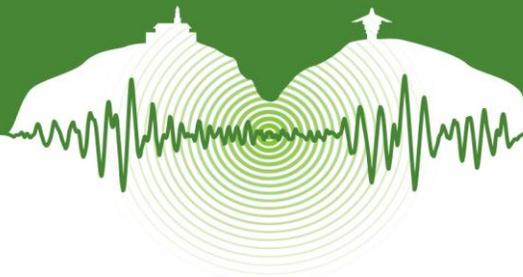


Figura 6: Oscilador de 2DGL apoyado sobre terreno firme.

donde U es el desplazamiento absoluto del oscilador,

$$U = U_g + y_1 + \theta_1 x_c \quad (16)$$

y U_g es el desplazamiento del terreno, por lo que el desplazamiento relativo del oscilador es,

$$y = y_1 + \theta_1 x_c \quad (17)$$

La fuerza horizontal resistente y el momento flexionante en la parte superior del elemento resistente, están relacionados con los grados de libertad del sistema.

$$\begin{bmatrix} F_R \\ M_R \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{x\theta} \\ k_{x\theta} & k_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_1 \\ \theta_1 \end{bmatrix} \quad (18)$$

Igualando la ecuación (18) con las ecuaciones (14) y (15) y sustituyendo los valores de las ecuaciones (16) y (17), se tiene la ecuación de movimiento en vibración no amortiguada, que en forma matricial se puede escribir,

$$\begin{bmatrix} m & mx_c \\ mx_c & m(r^2 + x_c^2) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{\theta}_1 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{x\theta} \\ k_{x\theta} & k_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_1 \\ \theta_1 \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} m \\ mx_c \end{bmatrix} \ddot{U}_g \quad (19)$$

Para una columna con eje recto la matriz de rigidez se puede escribir con la ecuación (7). En la ecuación (19) se consideró que,

$$I_b = I_{cm} + mx_c^2 = mr^2 + mx_c^2 = m(r^2 + x_c^2) \quad (20)$$

donde r es el radio de giro de la masa.

4 CÁLCULO DE PERIODOS DE VIBRAR

Para el caso de vibración libre la ecuación (19) se puede escribir,

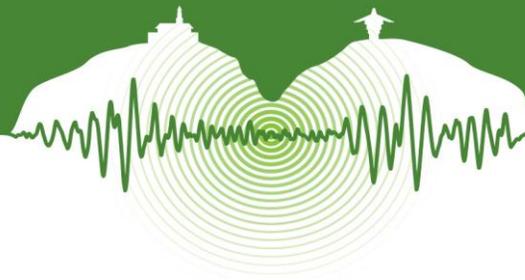
$$[M][\ddot{X}] + [K][X] = \{0\} \quad (21)$$

Resolviendo el problema de eigenvalores y eigenvectores, se puede escribir la ecuación para el cálculo de los periodos de vibrar del sistema,

$$T_n = 2\pi \sqrt{\frac{(m_e)_n}{k_e}} \quad (22)$$

donde la masa equivalente para los modos $n=1, 2$, es:

$$(m_e)_n = \frac{m}{2} \left[F_1 \pm \sqrt{F_1^2 - F_2} \right] \quad (23)$$



y la rigidez equivalente,

$$k_e = \frac{3EI}{L^3} \left[\frac{I_0}{I} \right] \left[\frac{1}{F_3} \right] \quad (24)$$

donde,

$$F_1 = 1 + 3\alpha \left(\frac{c_3}{c_2} \right) + 3\beta^2 \left(\frac{c_1}{c_2} \right) + 3\alpha^2 \left(\frac{c_1}{c_2} \right) \quad (25.1)$$

$$F_2 = 3\beta^2 \left[\frac{F_3}{c_2} \right] \quad (25.2)$$

$$F_3 = \left[\frac{c_2}{4c_1c_2 - 3c_3^2} \right] \quad (25.3)$$

$$\alpha = \frac{x_c}{L} \quad (25.4)$$

$$\beta = \frac{r}{L} \quad (25.5)$$

5 CÁLCULO DE ELEMENTOS MECÁNICOS

Realizando un análisis modal se obtiene la expresión para calcular la fuerza cortante de diseño, para los modos $n = 1, 2$;

$$V_n = \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{\beta}{c_3 + 2\alpha c_1} \right)^2 \left[\frac{2c_1 D_n - 1}{D_n} \right]^2} \right] m \left[\frac{a_c(T_n)g}{F_c} \right] \quad (26)$$

donde,

$$D_n = F_3 \left[F_1 \pm \sqrt{F_1^2 - F_2} \right] \quad (27)$$

Y la fuerza cortante total se obtiene combinando las respuestas modales,

$$V_T = \sqrt{V_1^2 + V_2^2} \quad (28)$$

En la expresión (26), $a_c(T_n)$ es la aceleración espectral función del periodo de vibrar del oscilador y expresada normalmente como fracción de la gravedad, g , en la mayoría de los códigos de diseño. F_c es el factor de corrección de la aceleración espectral, que puede incluir aspectos como ductilidad, sobrerresistencia y redundancia estructural. El momento producido por la inercia rotacional del oscilador, es

$$M_{bn} = V_n L \left[\alpha + \left[\frac{\beta^2}{c_3 + 2c_1\alpha} \right] \left[\frac{2c_1 D_n - 1}{D_n} \right] \right] \quad (29)$$

y el momento total se obtiene combinando las respuestas modales,

$$M_{Tb} = \sqrt{M_{b1}^2 + M_{b2}^2} \quad (30)$$

y el momento flexionante en la base de la columna (Figura 7), es:

$$M_c = V_T [x_c + L] + M_{Tb} \quad (31)$$

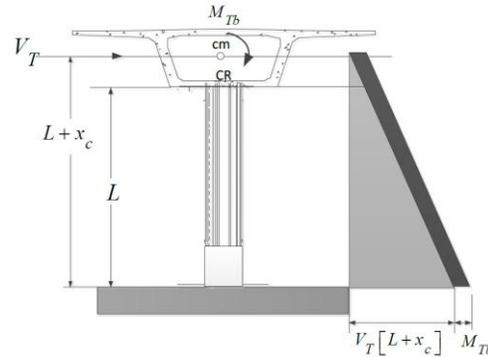
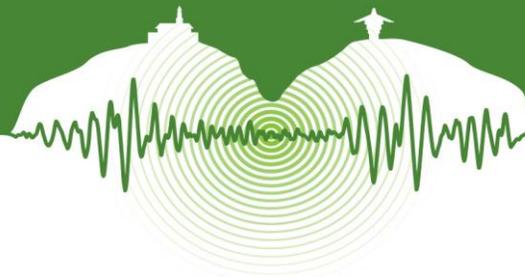


Figura 7: Posición de la fuerza cortante y momento flexionante de diseño.

El desplazamiento relativo del oscilador para cada modo, $n=1,2$ es:

$$y_n = \left[\frac{(m_e)_n}{m} \right] \left[\frac{V_n}{k_e} \right] \quad (32)$$

y la relación,

$$\left[\frac{\theta_n}{y_n} \right] = \frac{2c_1 D_n - 1}{c_3 L D_n + x_c} \quad (33)$$

Dividiendo la ecuación (29) entre la (26) se tiene la relación:

$$\frac{M_{bn}}{V_n} = \left[\frac{\theta_n}{y_n} \right] (c_3 L D_n + x_c) \left\{ \left[\frac{1}{2D_n c_1 - 1} \right] x_c + \left[\frac{1}{D_n (c_3 L + 2c_1 x_c)} \right] r^2 \right\} \quad (34.1)$$

que también se puede escribir,

$$\frac{M_{bn}}{V_n} = x_c + \left[\frac{2c_1 D_n - 1}{D_n (c_3 L + 2c_1 x_c)} \right] r^2 \quad (34.2)$$

Si en la ecuación (34.1) se considera que $x_c=0.0$, se tiene:

$$M_{bn} = r^2 V_n \left[\frac{\theta_n}{y_n} \right] \quad (35)$$

Comparando la ecuación (2) con la ecuación exacta (35) se puede ver que la constante 1.5 de la ecuación (2), recomendada por los códigos de diseño en México, no tiene una justificación matemática, además que en dicha relación se desprecia la altura x_c . Ya que actualmente los códigos de diseño consideran un factor de seguridad por importancia de la estructura o por medio del factor de corrección de la aceleración espectral, F_C , tal vez sea necesario que se aclare en ellos el origen de dicha constante, con la finalidad de mantener la filosofía de transparencia de diseño.

6 EJEMPLO DE APLICACIÓN

Con el fin de ejemplificar la aplicación de las ecuaciones (8) a (13) se consideran cuatro diferentes configuraciones de columnas (Figura 8). El Caso 1 se refiere a una columna con momento de inercia en su base $2I$ y termina con un momento I ; el Caso 2 se refiere a una columna con momento I en su base y $2I$ en su parte alta. El Caso 3 se refiere a una columna con momento de inercia constante I con la altura y con una zona considerada como rígida a $1/3$ de su parte alta; y finalmente el Caso 4, cuya columna tiene momento de inercia constante en su altura, I .

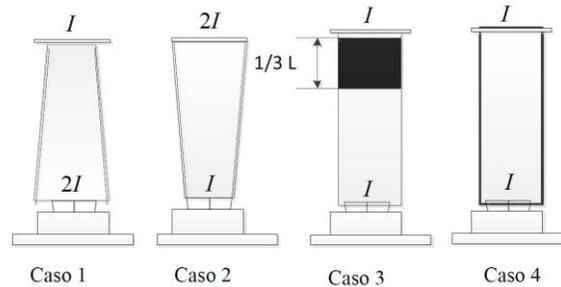
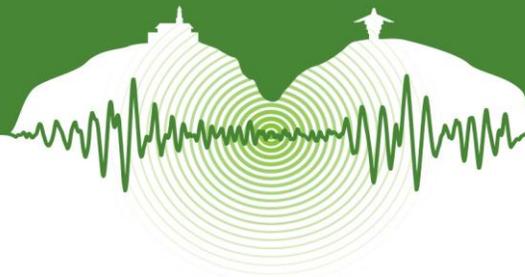


Figura 8: Configuraciones geométricas de las columnas del ejemplo de aplicación.

Los valores de los coeficientes empleados se muestran en la columna 1 de la Tabla 1, así como la rigidez k_e calculada con la expresión (13). En dicha tabla se puede ver que para el Caso 4, pila con sección constante, la rigidez es la empleada convencionalmente y la relación (θ/y) es la misma que la expresada por la ecuación (5).

Tabla 1: Rigidez lateral de las columnas del ejemplo 1.

Variable	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4
s	-1/2	1.0	0.0	0.0
α^*	1.0	1.0	---	---
c_1	3/4	3/2	3.375	1.0
c_2	5/8	7/4	4.875	1.0
c_3	2/3	5/3	4.5	1.0
(θ_i/y_i)	1.6/L	1.4285/L	1.3846/L	1.5/L
k_e	1.7341 k	1.2380 k	1.038 k	k

En Mylonakis et al. (2000) se presentan los resultados de un tablero de un puente apoyado sobre una columna con sección transversal uniforme y con altura de $L=12\text{m}$, en dicha referencia se consideran los siguientes datos: rigidez de la columna, $k=88\text{ MN/m}$, masa del oscilador de $m=1000\text{ Mg}$ y un momento másico de $I_{cm}=32\ 300\text{ Mg m}^2$, la masa de la pila es de $mp=226\text{ Mg}$, y el valor de $x_c=0.0$. Mylonakis et al. (2000) reportan un periodo del oscilador de $T=0.848\text{ s}$.

Con el fin de ejemplificar la aplicación de las ecuaciones (22) a (25) se utilizarán las configuraciones de las columnas del ejemplo anterior y los datos del tablero utilizados por Mylonakis et al. (2000). Los resultados se muestran en la Tabla 2, en donde se puede ver que para el Caso 4 y 5, que pertenece a la columna con sección constante el valor obtenido con las expresiones propuestas en este trabajo son $T=0.838\text{ s}$ despreciando la masa del tablero y de $T=0.859\text{ s}$ considerando la contribución de la masa del tablero. Esta última se consideró (Wilson, 2003) como:

$$m = m_{\text{tablero}} + 0.375mp \quad (36)$$

El valor del periodo de vibrar reportados por Mylonakis et al. (2000) es igual al calculado con las ecuaciones propuestas en este trabajo. En cuanto al periodo de cabeceo del oscilador, no se reporta dicho valor, la ventaja de la metodología empleada en este trabajo es que se pueden calcular ambos periodos de vibrar para cualquier configuración geométrica del elemento lateral resiste del péndulo invertido (Tabla 2).

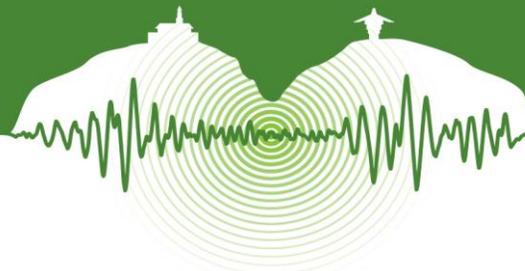


Tabla 2: Relación de periodos de vibrar, considerando $x_c=0.0$.

Variable	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5
m_{e1} (Mg)	1615.22	1525.89	1442.87	1565.44	1645.65
m_{e2} (Mg)	192.0	50.88	23.03	110.512	11.973
m_{e2}/m_{e1}	0.119	0.033	0.016	0.07	0.068
k_e (MN/m)	152.60	108.94	91.34	88.0	88.0
T_1 (s)	0.646	0.744	0.789	0.838	0.859
T_2 (s)	0.223	0.135	0.10	0.22	0.224
T_2/T_1	0.345	0.181	0.127	0.263	0.260

Con el fin de mostrar la aplicación de las ecuaciones (26) a (31) se considera que el oscilador se encuentra en la zona sísmica 1, definida por en la NTCS (2004) y para uniformizar los resultados se considera que F_c es unitario. Las NTCS (2004) definen la zona 1 como:

$$a = a_o + (c - a_o) \frac{T}{T_a}; \text{ si } T < T_a \quad (37.1)$$

$$a = c; \text{ si } T_a \leq T \leq T_b \quad (37.2)$$

$$a = qc; \text{ si } T > T_b \quad (37.3)$$

donde,

$$q = (T_b/T)^p \quad (37.4)$$

y $c=0.16$, $a_o=0.04$, $T_a=0.20$, $T_b=1.35$ y $p=1.0$. Los valores de la aceleración se multiplican por 1.5 debido a la importancia de la estructura.

En la Tabla 3 se muestran los valores de la fuerza cortante de diseño, V_T , de momento M_{Tb} y el momento en la base de la columna, M_c ; para cada uno de los osciladores de mostrados en la Figura 8.

Tabla 3: Elementos mecánicos de diseño, $x_c=0.0$.

Variable	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5
V_1 (MN)	1.296	1.53	1.62	1.44	1.571
V_2 (MN)	2.196	0.230	0.39	0.914	0.908
V_T (MN)	2.55	1.547	1.67	1.71	1.814
M_{b1} (MNm)	6.66	6.40	6.185	6.505	7.05
M_{b2} (MNm)	-0.279	-3.40	-3.687	-6.514	-6.94
M_{Tb} (MNm)	6.67	7.25	7.20	9.205	9.90
M_c (MNm)	37.27	25.81	27.24	29.73	31.67

Empleando las ecuaciones (1) y (6), recomendadas por los códigos de diseño en México, y en donde la fuerza lateral es independiente del periodo del oscilador, se tiene que,

$$V = (1000\text{Mg}) \left(9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right) \frac{0.24}{(1.0)} = 2.35\text{MN} \quad (38)$$



$$M_b = 2.25 (2.35\text{MN})(12\text{m})[0.4733]^2 = 14.21\text{MNm} \quad (39)$$

$$M_c = 2.35\text{MN}(12\text{m}) + 14.21\text{MNm} = 42.41\text{MNm} \quad (40)$$

Comparando los resultados de las ecuaciones (38) a (40), con los valores dados para el Caso 4 de la Tabla 3, se puede ver que la fuerza cortante de diseño dada por los códigos de diseño está del lado de la seguridad, siendo mayor que la que se obtiene con las ecuaciones mostradas en este trabajo. Y en cuanto al momento M_b dado por la ecuación (39), es 1.5 mayor que el obtenido con las ecuaciones exactas, precisamente 1.5 es el valor de la constante que no tiene justificación matemática en la ecuación (6).

CONCLUSIONES

En este trabajo se presentan ecuaciones simples para obtener los elementos mecánicos en un oscilador tipo péndulo invertido, basadas en un análisis modal espectral. Dichas ecuaciones permiten la obtención de la fuerza cortante de diseño y el momento flexionante en la base del oscilador para columnas con diversas formas geométricas.

Los códigos de diseño actuales en México, proponen el cálculo de la fuerza cortante independientemente del periodo de vibrar del oscilador, lo cual parece ser una simplificación adecuada, ya que la fuerza cortante tiende a ser la de un oscilador de un GDL, sin embargo, ya de entrada el método modal espectral es una aproximación de la solución exacta, por lo que no hay razón para hacer otra simplificación. En cuanto a la expresión para el cálculo del momento debido a la masa rotacional del oscilador, parece ser que la constante de 1.5 que recomiendan en los códigos no tiene justificación matemática, lo cual produce momentos mayores con respecto a los calculados con las ecuaciones exactas, del mismo orden que dicha constante. Lo anterior contradice el principio que actualmente tratan de seguir los códigos de diseño en México en cuanto a ser conceptualmente transparentes en la definición de los factores y origen de las ecuaciones empleadas en sus recomendaciones de diseño. En este trabajo se presentan las ecuaciones exactas para obtener los elementos mecánicos de una estructura tipo péndulo invertido, la cual depende del radio de giro de la masa del oscilador, de la rigidez lateral del sistema, de la distancia entre el centro de rigidez, CR y el centro de masa, cm , es decir de x_c .

AGRADECIMIENTOS

El primer autor agradece a la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, quién por medio de la Coordinación de Investigación Científica otorgo el apoyo necesario para la realización de este trabajo, por medio del proyecto de investigación CIC-2014-2015.

REFERENCIAS

- Carrillo, J., Hernández B. H. y Rubiano F. A. 2014. Analysis of the Earthquake-Resistant Design Approach for Buildings in Mexico. *Ingeniería, Investigación y Tecnología*. Vol. XV, N° 1, enero-marzo, pp. 151-162.
- CDS-MDOC. 1993. Capítulo de Diseño por Sismo del Manual de Diseño de Obras Civiles, de la Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Investigaciones Eléctricas, México.
- CDS-MDOC. 2008. Capítulo de Diseño por Sismo del Manual de Diseño de Obras Civiles, de la Comisión Federal de Electricidad, Instituto cde Investigaciones Eléctricas México.
- Mylonakis G., Syngros C., Gazetas G. y Takashi T. 2006. The role of soil in the collapse of 18 piers of Hanshin Expressway in the Kobe earthquake, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35, 547-575.
- NIT-SCT. 1999. Normatividad para la Infraestructura del Transporte para el proyecto de puentes y estructuras. IMT, México.
- NCTS. 1977. Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.
- NTCS. 2004. Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.
- RCDF. 1977. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, México.
- RCDF. 2004. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, México.
- Rosenblueth E. y Gómez R. 1991. Comentarios a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM, N° ES-7, México.
- Rosenblueth E. y Esteva L. 1977. Manual de Diseño por Sismo, Según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM, N° 406, México.
- Yang T. Y. 1986. Finite Element Structural Analysis. Prentice-Hall, Inc. ISBN 0-13-317116-7 01.
- Wilson J. F. 2003. Dynamics of Offshore Structures, John Wiley and Sons, Inc. ISBN 0-471-26467-9.



Estudio Económico a Corto y Largo Plazo de una Edificación Aislada Sísmicamente en su Base Mediante Aisladores Elastoméricos

Short and Long Term Economic Study of a Base-Isolated Structure with Lead Rubber Bearing Isolators

Kelly González^{1*}, Esteban Pérez¹, Juan Oviedo²

¹Ingeniero Civil, Departamento de Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería de Antioquia, Medellín, Colombia

²Ph.D. en Ingeniería Sísmica y Estructural, División de Investigación y Desarrollo de F²C Control y Diseño de Estructuras S.A.S., Medellín, Colombia

RESUMEN

Diversos estudios realizados dan cuenta de las bondades que representa el uso de dispositivos de control de respuesta sísmica en estructuras. Este artículo discute acerca de cómo se mejora el desempeño estructural con estos dispositivos, lo cual se traduce en la viabilidad económica de proyectos con aislamiento sísmico por sus beneficios en el corto y largo plazo. El objetivo de la investigación es realizar una estimación de los costos que implica la implementación de aisladores basales como dispositivos de control de respuesta sísmica, adicionalmente se destacan los beneficios en cuanto al desempeño de la estructura y la seguridad de los usuarios y los constructores. Se analizan cuatro estructuras hospitalarias tipo pórtico en concreto reforzado con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) ubicadas en la ciudad de Medellín, dos de ellas de seis pisos con igual configuración geométrica salvo que una se concibe empotrada y la otra aislada en la base, las otras dos estructuras son de diez pisos con iguales condiciones estructurales a las anteriores. Se realiza el diseño de las estructuras empotradas bajo el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) y el de las estructuras aisladas mediante la normativa Estadounidense FEMA 451 junto con la NSR-10. Posterior al diseño se realiza un análisis dinámico no lineal utilizando una serie de registros de aceleraciones de sismos importantes que han sucedido en la historia. Los resultados del análisis permiten determinar el índice de daño de los elementos estructurales mediante el método de Park & Ang, que finalmente conducen a cuantificar costos futuros por reparaciones debido a disminución en daño de elementos estructurales, no estructurales y contenidos del edificio, así como disminución en lucro cesante de operación. Se concluye de la investigación que la implementación de aisladores elastómeros de núcleo de plomo favorecen la economía en el corto plazo por disminución en materiales (acero y concreto) y en el largo plazo porque se garantiza la vida útil de la estructura, no se incurre en lucro cesante por cese de actividades y las aceleraciones de piso y el daño en los elementos estructurales es considerablemente menor que en la estructura empotrada, lo cual implica que disminuye el costo de reparaciones en la estructura. Esta investigación pretende incentivar el uso de dispositivos de control de respuesta sísmica dando cuenta de los beneficios que trae consigo esta tecnología. Además del beneficio económico que se genera también es de suma importancia la seguridad e integridad de las personas que habitan, laboran o concurren las edificaciones aisladas y evitar calamidades debido a sismos.

Palabras clave: Aislador elastomérico con núcleo de plomo, Índice de daño, Economía corto y largo plazo, Estructura hospitalaria aislada.

* kelly.gonzalez@gmail.com



ABSTRACT

Several studies have realized the benefits involved in the use of devices for seismic response control in structures. This article discusses how the structural performance with these devices is improved, which results in the economic viability of projects with seismic isolation for its benefits in the short and long term. The aim of the research is to estimate the costs of implementing basal isolators as devices for seismic response control, further highlights the benefits in performance of the structure and safety of users and builders. Four gantry hospital structures in reinforced concrete are analyzed. They are located in the city of Medellín and have moderate energy dissipation capacity (DMO). Two of the structures have six floors with equal geometry, one is conceived with base isolation and the other one is a conventional structure. Also, are analyzed two other ten floor structures with the same structural conditions as the ones mentioned before. The design of the structures is made following the Colombian Earthquake Resistant Building Regulations (NSR-10) and the isolated structures following the American FEMA 451 standards as long as the NSR-10. Subsequent to the design a nonlinear dynamic analysis is performed using series of accelerations records from important earthquakes that have happened in history. The results of analysis allows to determining the rate of damage to the structural elements by the method of Park & Ang, finally leading to quantify future repair costs due to decreased damage of structural elements, nonstructural elements and contents of the building, as well as decrease in lost profits due to operating. It is concluded from the research that the implementation of lead core elastomeric isolators favor the economy in the short-term due to a decrease in materials (steel and concrete) and in the long term because the life of the structure is guaranteed, not incurred lost profits by stoppage and floor accelerations and damage to the structural elements is considerably less than in-ground structure, which implies lower costs of repairs to the structure. This research aims to encourage the use of seismic response control devices realizing the benefits that this technology brings to the structure. In addition to the economic benefit generated, the security and integrity of the people living, working or attending the isolated buildings is also very important and to avoid disasters due to earthquakes.

Keywords: Lead rubber bearing isolator, Damage index, Short and long term economic, Isolated hospital structure.

1 INTRODUCCIÓN

El territorio colombiano está ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico, una zona sísmica neurálgica donde ocurre la convergencia de las placas tectónicas de Nazca y Suramérica, entre ellas se produce el fenómeno de subducción donde la placa de Nazca se desplaza hacia el oriente incrustándose bajo la placa de Sudamérica lo que desencadena la ocurrencia de sismos en el territorio nacional lo cual repercute directamente sobre la integridad de las estructuras y edificaciones.

Para evitar los desastres debido a sismos se ha fomentado el desarrollo de nuevas tecnologías e investigaciones que han permitido encontrar alternativas que apoyen a la estructura al momento de recibir una sollicitación sísmica dando lugar a los mecanismos de control de respuesta sísmica, los cuales ayudan a soportar las cargas sísmicas. Estos mecanismos se clasifican en tres categorías: control pasivo, control semiactivo y control activo e híbrido.

El diseño con estos mecanismos implica varios beneficios, entre ellos se destacan la seguridad estructural (lo cual se traduce en la reducción de pérdidas humanas por los colapsos) y la disminución de costos para reparaciones luego del evento sísmico. Además de esto hay una reducción en las dimensiones de los elementos ya que se pueden diseñar menos robustos porque le llega menos energía al edificio. Finalmente esto puede llegar a favorecer la inversión económica por usar menos cantidad de material.

Viendo como otros países han evolucionado hacia el uso de mecanismos de control de respuesta sísmica debido a los excelentes resultados que han obtenido y considerando que existen metodologías de diseño para edificaciones aisladas en su base mediante aisladores elastoméricos, es desconcertante que en un país como Colombia se encuentre tan frenado su uso, considerando el costo como uno de los factores principales de su baja implementación.

La información que existe acerca del costo de construcción de una edificación aislada en su base mediante aisladores elastoméricos en comparación con el de una edificación tradicional bajo las condiciones colombianas y las implicaciones económicas (mantenimiento y reparación) que se generan aún es limitada, por ello es motor de esta investigación el dar soporte a la escasa información existente.

Considerando lo anterior, se pretende comparar los costos de construcción y de reparación del daño post-sismo en cuatro estructuras tipo pórtico de concreto reforzado, dos aisladas en la base mediante aisladores elastoméricos con núcleo de plomo y dos sin aislamiento, considerando así las implicaciones económicas en el corto y largo plazo de la construcción de estas edificaciones.



2 METODOLOGÍA

La estructura analizada es un hospital, clasificado como edificación indispensable (grupo de uso IV) y ubicado en la ciudad de Medellín (amenaza sísmica intermedia). La estructura es tipo pórtico en concreto reforzado con capacidad de disipación de energía moderada (DMO). Tiene forma rectangular vista en planta, con tres (3) luces en una dirección, cuatro (4) luces en la otra dirección y espaciamiento de siete (7) metros entre columnas para ambas direcciones. La altura libre entre pisos es de 3,5 metros y se diseñan cuatro estructuras, dos de ellas aisladas en la base con aisladores elastoméricos (una de 6 pisos y otra de 10) y otras dos estructuras de iguales condiciones salvo que éstas se encuentran fijas en la base.

Se realiza el diseño de las estructuras mediante un análisis modal espectral lineal usando el software ETABS de modo que se definen las dimensiones de los elementos de la estructura y la cantidad de refuerzo que requieren estos elementos. Para las consideraciones de diseño se tienen en cuenta todos los parámetros de la NSR - 10. Se utilizan los espectros de aceleraciones y umbral de daño, ajustados a parámetros como amenaza sísmica, tipo de suelo, periodo de cada estructura y no se consideran irregularidades ni en planta ni en altura. Para las estructuras aisladas se tienen consideraciones especiales según la normativa Norteamericana FEMA-451.

Una vez definido el diseño, se realiza el despiece del acero y se calculan los volúmenes de concreto para las estructuras aisladas y no aisladas. Con esto podemos obtener la cantidad total de los principales materiales de construcción tanto para las estructuras aisladas como para las no aisladas para luego hacer una comparación entre ellas.

Posteriormente, por medio del software Stera 3D se hace el análisis dinámico no lineal de las estructuras. En la Figura 1 se pueden observar los sismos considerados: Armenia (1999), Kobe (1995) y Northridge (1994) y el espectro de diseño de la NSR-10. Los sismos de Northridge y Kobe son superiores al sismo de diseño, con el fin de cuantificar el daño en las estructuras aisladas pues su comportamiento para el sismo de diseño es casi elástico. Este análisis permite determinar qué tan inelástica es la respuesta sísmica de la estructura leyendo la ductilidad, la deformación acumulada en los miembros y la energía de ciclo histerético. Considerando lo anterior se calculan los índices de daño (basados en la teoría de Park & Ang.) que permiten conocer el nivel de daño en los miembros estructurales y en la estructura en general luego del sismo. Este procedimiento se realiza tanto en las estructuras tipo pórtico aisladas como en las no aisladas.

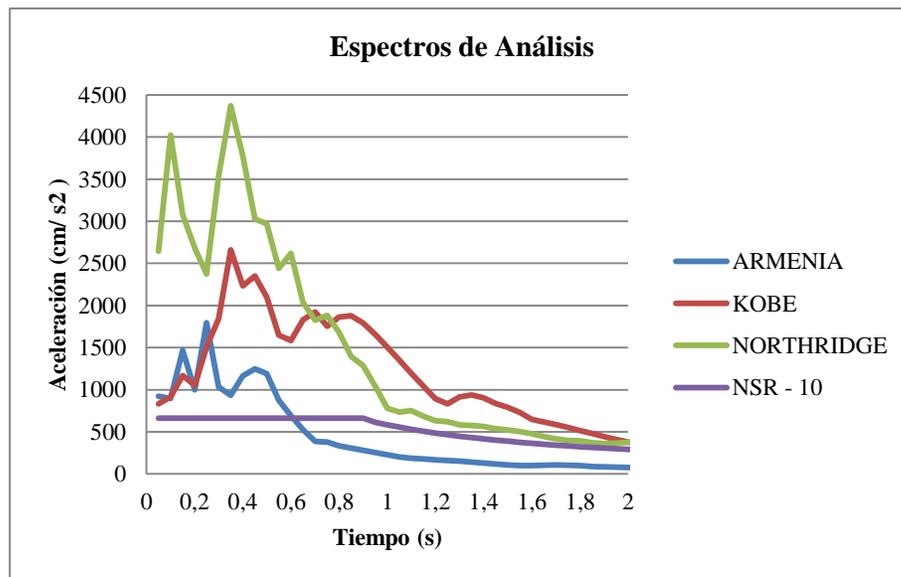


Figura 1: Espectro de análisis no lineal.

Finalmente se realiza la comparación de costos de materiales de construcción, reparaciones en miembros estructurales dañados y de lucro cesante de la edificación por inoperatividad. Lo anterior permite sacar conclusiones acerca de cuál inversión resulta más favorable en el tiempo; la estructura aislada o la no aislada.



3 RESULTADOS

3.1. Diseño Estructura Empotrada

El diseño de la estructura empotrada se basa en los conceptos emitidos por el reglamento colombiano de construcción sismo resistente (NSR-10) de modo que se dé cumplimiento a la ley y se apliquen los parámetros correspondientes a la ubicación geográfica.

Los elementos estructurales son diseñados en el software ETABS. Para el edificio de 6 pisos arrojó como resultado vigas de 21 MPa con 40 cm de ancho x 50 cm de alto y columnas cuadradas de 28 MPa con 90 cm de lado. Para el edificio de 10 pisos arrojó como resultado vigas de 21 MPa con 40 cm de ancho x 50 cm de alto y columnas cuadradas de 28 MPa con 125 cm de lado. Las dimensiones de los elementos garantizan el cumplimiento de los requisitos de deriva, cortante basal e integridad de los miembros.

Finalmente se cuantifica la cantidad de concreto y acero requerido para los dos edificios. En el edificio de 6 niveles se necesitan 101.249 kgf de acero y 745 m³ de concreto. En el edificio de 10 pisos 267.232 kgf de acero y 1.486 m³ de concreto.

3.2. Diseño Estructura Aislada

El diseño de la estructura aislada se basa en los conceptos emitidos por el FEMA en su documento 451, capítulo 11. Este documento es la norma avalada por el gobierno de Estados Unidos para estructuras aisladas sísmicamente. Se conjuga la norma Norte Americana con los reglamentos colombianos estipulados por la NSR – 10 de modo que se dé cumplimiento a la ley y se apliquen los parámetros correspondientes a la ubicación geográfica. Se considera una estructura hospitalaria en pórticos de concreto reforzado con aisladores elastoméricos de núcleo de plomo.

Es necesario dimensionar previamente los aisladores que tendrá la estructura. Este diseño a su vez dependerá de las solicitaciones ejercidas por la estructura, convirtiéndose en un proceso iterativo entre la carga axial que llega a los aisladores, el periodo objetivo, el desplazamiento de diseño, la rigidez efectiva, la rigidez elástica y post elástica y el amortiguamiento efectivo.

El diseño de los elementos estructurales realizado en el software ETABS para el edificio de 6 pisos arrojó como resultado vigas de 21 MPa con 40 cm de ancho x 50 cm de alto y columnas cuadradas de 28 MPa con 70 cm de lado. Para el edificio de 10 pisos arrojó como resultado vigas de 21 MPa con 45 cm de ancho x 60 cm de alto y columnas cuadradas de 28 MPa con 1 m de lado. Las dimensiones de los elementos garantizan el cumplimiento de los requisitos de deriva, cortante basal e integridad de los miembros.

Finalmente se cuantifica la cantidad de concreto y acero requerido para los dos edificios. En el edificio de 6 niveles se necesitan 79.712 kgf de acero y 691 m³ de concreto. En el edificio de 10 pisos 224.346 kgf de acero y 1.266 m³ de concreto.

3.3. Índice de Daño

Se realiza un análisis no lineal en el software STERA 3D para las estructuras de 6 y 10 pisos tanto empotradas como aisladas con el fin de obtener los parámetros de deformación, ductilidad, energía histerética, entre otros. Lo anterior permite realizar el cálculo del índice de daño de cada elemento estructural (vigas y columnas) de modo que se vea el efecto del aislamiento sísmico en una estructura y la reducción el daño en los elementos.

El índice de Park & Ang es la herramienta que permitirá estimar el daño que le genera el sismo a los elementos estructurales. El índice puede ser calculado mediante la siguiente ecuación

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u * Q_y} * \int dE \quad (1)$$

D = Índice de daño

δ_m = Deformación máxima permitida del elemento estructural

δ_u = Deformación última del elemento estructural

β = Constante no negativa

Q_y = Fuerza de fluencia del elemento estructural

$\int dE$ = Energía histerética absorbida por el elemento estructural durante la historia de respuesta

Para calcular las deformaciones, energía histerética y fuerza de fluencia fue necesario realizar análisis de rotaciones al formarse la rótula plástica, construir curvas de ciclo de histéresis y determinar la capacidad y demanda para cada elemento.



Los registros de aceleraciones usados para análisis corresponden a los sismos de Kobe, Northridge y Armenia, este último con la intención de considerar la sismología colombiana dentro de la investigación. Se cargan los sismos con sus respectivas componentes ortogonales en las direcciones Norte – Sur y Este – Oeste.

Es importante tener en cuenta la escala de daños para determinar el nivel de daño del elemento. Si el índice de daño está entre 0 y 0,2 no hay daño o es un daño menor, si el índice está entre 0,2 y 0,5 existen daños moderados que son reparables, si el índice de daño está entre 0,5 y 1 hay daño severo y la posibilidad de repotenciación o reparación es escasa o nula y si el índice de daño es superior a 1 indica que se presenta colapso. Lo anterior aplica tanto para un elemento estructural, un piso completo o toda la estructura.

Luego del cálculo del índice de daño de cada elemento estructural, se calcula el índice de daño global para cada estructura. En la Tabla 1 y Tabla 2 se tiene el resultado de estos índices de daño globales.

Tabla 1: Índice de daño - edificio 6 pisos

Daño global – 6 Pisos		
Sismo	Empotrado	Aislado
Armenia	0,12	0,03
Kobe	0,81	0,23
Northridge	0,59	0,25

Se evidencia que las estructuras aisladas tienen índices de daño global menor ($ID < 0,3$) por lo tanto son reparables. Por el contrario, las estructuras empotradas presentan índices de daño global severo para los sismos de Kobe y Northridge ($1 > ID > 0,5$) con posibilidad escasa o nula de reparación. En ambas estructuras para el sismo de Armenia se encuentra un daño menor.

Tabla 2: Índice de daño - edificio 10 pisos

Daño global – 10 Pisos		
Sismo	Empotrado	Aislado
Armenia	0,06	0,03
Kobe	0,44	0,19
Northridge	0,56	0,17

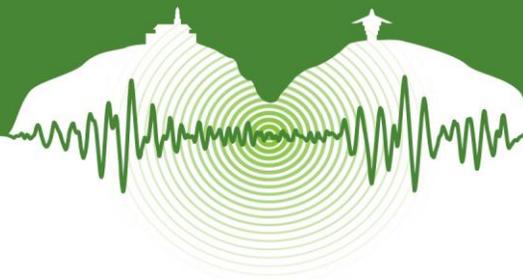
Para las estructuras de 10 pisos, se presenta nuevamente daño moderado en el sismo de Armenia. La estructura aislada presenta daño menor o sin daño en los sismos de Kobe y Northridge, mientras la estructura empotrada tiene respectivamente daño moderado con posibilidad de reparación y daño severo con posibilidad de reparación escasa o nula.

3.4. Desempeño

Se presenta el desempeño general de la estructura ante la sollicitación de cada uno de los sismos. En la Tabla 3 se puede apreciar el desempeño de las estructuras de 6 pisos y en la Tabla 4 el desempeño de las estructuras de 10 pisos.

Tabla 3: Desempeño – edificios 6 pisos

	Sismo	Sin Daño	Daño Reparable	Daño Irreparable
Empotrado	Armenia	75 %	25 %	0 %
	Kobe	35 %	4 %	61 %
	Northridge	27 %	15 %	58 %
Aislado	Armenia	100 %	0 %	0 %
	Kobe	58 %	39 %	3 %
	Northridge	64 %	33 %	3 %



Se presentan diferencias sustanciales en los sismos de Kobe y Northridge. Mientras en el edificio empotrado hay un daño irreparable en la estructura del 60 % aproximadamente, en el edificio aislado solo existe un 3 %. Estos porcentajes de daño irreparable aparecen pues los sismos son mayores a los sismos de diseño y aún así se ve un excelente desempeño. Para el edificio aislado el mayor porcentaje se encuentra sin daño.

Tabla 4. Desempeño – edificios 10 pisos

	Sismo	Sin Daño	Daño Reparable	Daño Irreparable
Empotrado	Armenia	99 %	1 %	0 %
	Kobe	38 %	32 %	30 %
	Northridge	36 %	12 %	52 %
Aislado	Armenia	100 %	0 %	0 %
	Kobe	68 %	32 %	0 %
	Northridge	78 %	22 %	0 %

Para las estructuras de 10 pisos, nuevamente se evidencia diferencias importantes en los sismos de Kobe y Northridge. Mientras en la estructura empotrada hay daño irreparable de 30 % y 52 % para los sismos de Kobe y Northridge respectivamente, en el aislado no se presenta daño irreparable y su mayor porcentaje es sin daño.

3.5 Aceleraciones de piso

El aislamiento sísmico permite disminuir las aceleraciones de piso en las estructuras, esto favorece la integridad de los elementos no estructurales, disminución de probabilidad de daño en contenidos, el confort y la seguridad de los usuarios. Para el caso de estruendo, un hospital, es de vital importancia cuidar de este aspecto pues los contenidos generalmente tienen un alto costo, hay laboratorios, salas de cirugías y pacientes con condiciones especiales. La disminución de las aceleraciones además permite cuidar los elementos no estructurales para que en el caso de la ocurrencia del sismo, la estructura no entre en inoperatividad por el daño de estos elementos, pues se aumentan los desechos, la contaminación, el polvo y la inseguridad para los usuarios. En la Figura 2 y Figura 3 se puede ver la reducción en las aceleraciones de las estructuras de 6 y 10 pisos respectivamente.

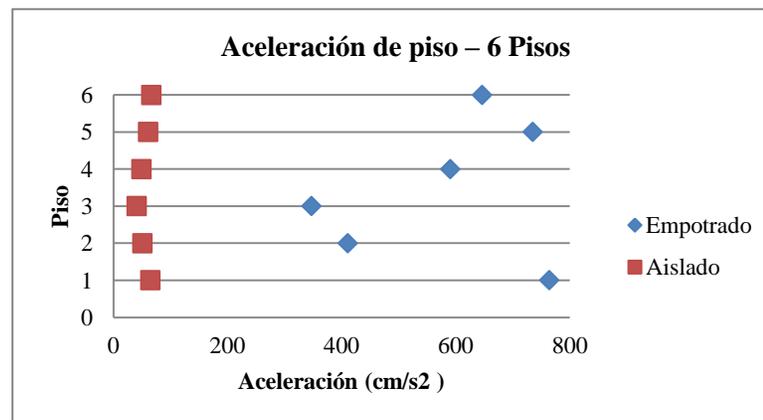


Figura 2: Aceleraciones de piso – edificios 6 pisos.

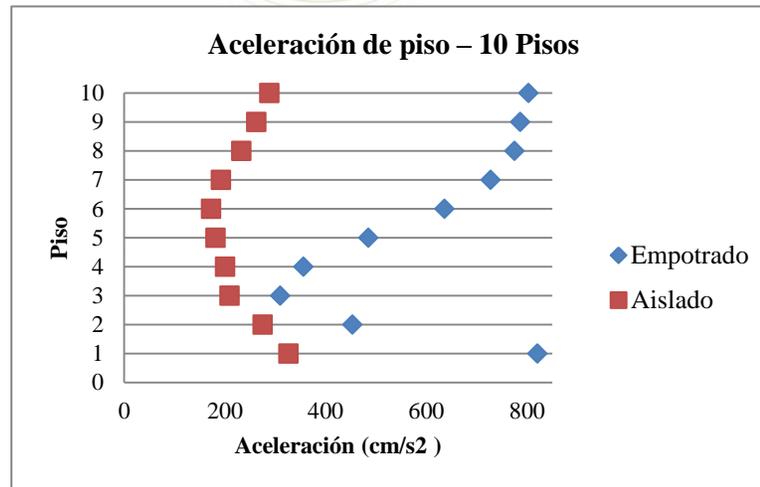
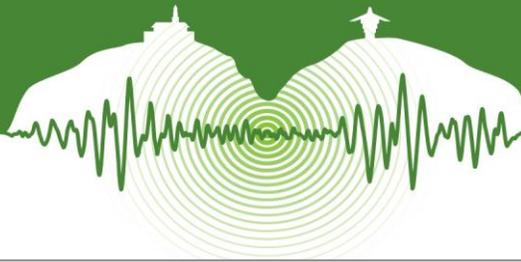


Figura 3: Aceleraciones de piso – edificios 10 pisos.

Se destaca la reducción de aceleraciones de piso hasta de 92 % en el edificio de 6 pisos y 74 % en el edificio de 10 pisos.

3.6 Comparación de costos de materiales

Se asume un valor aproximado de los materiales de construcción (en pesos colombianos – COP) según la oferta del mercado de modo que se pueda cuantificar el costo de la estructura, para el concreto de 21 MPa se tiene un precio de 290.000 \$/m³, para el concreto de 28 MPa se tiene un precio de 320.000 \$/m³ y para el acero se tiene un precio de 2.100 \$/kg.

Considerando las cantidades y los precios de los materiales anteriormente mencionados se calcula el costo total de acero y concreto de las estructuras de 6 pisos, tanto la aislada como la empotrada

- Edificio Aislado: \$556'065.200
- Edificio Empotrado: \$438'902.200

Hay un aumento de \$ 117'163.000 en los materiales de construcción del edificio aislado respecto al edificio empotrado, esto equivale a un aumento del 22 % en el costo de la estructura

Para el edificio de 10 pisos se calcula el costo total de acero y concreto, tanto la aislada como la empotrada

- Edificio Aislado: \$1.076'541.600
- Edificio Empotrado: \$1.024'947.200

Hay un aumento de \$ 53'894.400 en los materiales de construcción del edificio aislado respecto al edificio empotrado, esto equivale a un aumento del 5 % en el costo de la estructura.

3.7 Costo de Reparación

Considerando el costo de cada estructura y el porcentaje de daño de elementos estructurales se aprecia en la Tabla 8 y Tabla 9 el costo de reparaciones requerido



Tabla 8: Costo y porcentaje de reparación de las estructuras empotradas

Estructura	Sismo	Empotrada	Reparación
6 pisos	Armenia	25%	\$109.725.725
	Kobe	65%	\$285.286.885
	Northridge	73%	\$320.399.117
10 pisos	Armenia	1%	\$10.249.472
	Kobe	62%	\$635.467.264
	Northridge	64%	\$655.966.208

Tabla 9: Costo y porcentaje de reparación de las estructuras aisladas

Estructura	Sismo	Aislada	Reparación
6 pisos	Armenia	0%	-
	Kobe	42%	\$157.140.984
	Northridge	36%	\$134.692.272
10 pisos	Armenia	0%	-
	Kobe	32%	\$275.053.312
	Northridge	22%	\$189.099.152

Las cifras anteriores muestran que los costos de reparación en estructuras empotradas son mucho mayores que en las aisladas, para los edificios de 6 pisos hay una diferencia de hasta \$185.706.845 y para los edificios de 10 pisos hay una diferencia de hasta \$466.867.056.

Lo anterior permite inferir el beneficio económico que representa la implementación de aisladores sísmicos en estructuras, claramente se aprecia una reducción significativa en los costos de reparación post-sismo que oscila entre 45 % y 100 %.

3.8 Lucro Cesante

El lucro cesante representa los ingresos que deja de percibir una entidad debido a un siniestro que le impide cumplir con sus obligaciones y la facturación por la prestación de los servicios.

Al ocurrir un terremoto se generan daños importantes en la estructura hasta el punto de no poder prestar sus servicios habituales es el momento en el cual la póliza de seguro cobra un papel importante y la compañía aseguradora empieza a pagar por el lucro cesante. Existen dos momentos importantes en el lucro cesante:

- P1 = Reconstrucción y adecuación
- P2 = Recuperar el nivel de ventas

Inmediatamente luego de generado el daño empieza a correr el momento P1, es en este período cuando se debe hacer reparación y/o repotenciación de elementos estructurales afectados o en el peor de los casos la reconstrucción completa por colapso. Una vez se tienen la estructura dispuesta para operar y comienza a prestar sus servicios nuevamente empieza a correr el momento P2, es el tiempo que se demora la institución en recuperar el nivel de ventas que tenía antes del siniestro.

Para el análisis se cuenta con los estados de resultados que presenta Supersalud para todas las IPS privadas de Colombia del año 2012 de donde se obtienen los gastos administrativos, la utilidad neta y se asume un crecimiento anual conservador del 2% para todas las instituciones, este valor se usa para esta investigación y no necesariamente corresponde a crecimientos reales.

Para efectos de esta investigación es necesario tomar una edificación de similares características como referente, en este caso tomaremos la Clínica Las Vegas ya que sus dimensiones en planta y en altura son similares a las de los edificios diseñados en este estudio. La Clínica Las Vegas tiene un lucro cesante anual de \$9.464 millones de pesos, este sería el monto que dejaría de percibir la clínica por inoperatividad en caso de que fuera una edificación empotrada, sin embargo si tuviese aislamiento sísmico hay una reducción en el daño de hasta el 64%, por lo tanto se considera que el edificio aislado incurre en un lucro cesante apenas del 36 % del edificio empotrado, lo que equivale a \$3.407 millones de pesos.



4 CONCLUSIONES

Se modelaron y diseñaron cuatro pórticos en total (dos con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo y dos sin aisladores) bajo el reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR – 10, con el fin de realizar una estimación de los costos en la implementación de aisladores basales como dispositivos de control de respuesta sísmica, adicionalmente se destacan los beneficios en cuanto al desempeño de la estructura y la seguridad de los usuarios y los constructores.

- Se presenta una reducción en la cantidad de materiales utilizados para la estructura aislada, esto se debe a la disminución de las aceleraciones a las cuales se ve sometida la estructura por el efecto de aislamiento.
- El aislamiento mediante aisladores sísmicos con núcleo de plomo proporciona una protección al edificio considerable evitando daños severos y solo se llegan a presentar daños menores cuando se supera el sismo de diseño.
- Se evidencia una mejora en el desempeño estructural cuando se aplica aislamiento en estructuras de poca altura ya que se inducen periodos más largos, lo cual implica que se sale de la zona de meseta del espectro de diseño. Muestra de ello es la reducción en el nivel de daño en las estructuras aisladas.
- Es evidente el ahorro en el largo plazo en estructuras aisladas, las reparaciones post sismo tanto por el desempeño como por lucro cesante que se genera en caso de inoperatividad de la edificación.

5 AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a Juan Andrés Oviedo Amézquita guía en el desarrollo de esta investigación y a la empresa F'C Control y Diseño de Estructuras S.A.S. por abrirnos las puertas de sus instalaciones y recursos en apoyo a este trabajo de grado, a la Escuela de Ingeniería de Antioquia, sus profesores y directivos por estos años de formación y educación a nivel profesional e integral. Sin ustedes esto no habría sido posible, muchas gracias.

6 REFERENCIAS

- Espinosa Baquero, A. 1999. *Algunas enseñanzas del terremoto del Quindío*. Quindío.
- Ingenieria Civil UC, D. d. s.f. *Escuela de Ingeniería, Pontificia Universidad Catolica de Chile*. Recuperado el 5 de Febrero de 2013, de <http://www.ieg.uc.cl/docs/Aislacion.pdf>
- Kelly, J. and Konstantinidis, D. 2011. *Mechanics of rubber bearings for seismic and vibration isolation*. California: Wiley.
- Kelly, J. and Naeim, F. 1999. *Design of Seismic Isolated Structures*. California: John Wiley & Sons, Inc.
- Kircher, C. s.f. *Seismically Isolated Structures (FEMA 451-11)*. Washington D.C.
- Mesa Velasquez, A. 13 de Octubre de 2014. Lucro cesante en estructuras. (E. Pérez Echeverry & K. González Echavarría, Entrevistadores)
- Ministerio de Ambiente. 2010. *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente*. Bogotá D.C.
- Nilson, A.H. 1999. *Diseño de estructuras de concreto*. Mc Graw Hill.
- Oviedo Amézquita, J.A. y Duque Uribe, M. 2009. Situación de las técnicas de control de respuesta sísmica en Colombia. *Revista EIA*, N° 12, pp. 113-124.
- Oviedo Amézquita, J. A. y Duque Uribe, M. 2006. Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones. *Revista EIA*, N° 6, pp. 105-120.
- Ramos Murillo, T. y Monsalve Jaramillo, H. 2008. Desagregación de la amenaza sísmica, caso: Armenia - Colombia. *Revista de Investigaciones de la Universidad del Quindío*, Vol 18, pp. 70-80.
- S. n. 2012. Estados de resultados - IPS privadas. Bogotá D.C., Cundinamarca, Colombia.
- Solarte, J.R. 2012. "Aislamiento Sísmico" - La Solución Ideal. *Edificio con Aislamiento en la Base - Clínica Comfandi*. Medellín: Expocamacol.
- Taylor, A. and Igusa, T. 2004. *Primer on seismic isolation*. Reston: ASCE.
- Wen, Y., A. H-S., A., and Y.J., P. 1988. Seismic Damage Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings for Tolerable Damage. *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Vol VIII, pp. 785-790.
- Yang, Y.-B. and Chang, K.-C. s.f. *Base Isolation*. Taipei: Department of Civil Engineering, National Taiwan University.



Diseño sísmico de puentes ordinarios y esenciales en Colombia

Seismic design of Other and Essential bridges in Colombia

Nelson Betancour¹, Alicia Serrano², Francisco Galvis²

¹Director de Proyectos, Pedelta Colombia S.A.S, Bogotá, Colombia

²Ingeniera de Proyectos, Pedelta Colombia S.A.S, Bogotá, Colombia

²Ingeniero de Proyectos, Pedelta Colombia S.A.S, Bogotá, Colombia

RESUMEN

En la actualidad Colombia ha emprendido un acelerado proceso de desarrollo de su infraestructura del transporte por medio de la figura de concesión, con la cual se espera que en los próximos años se construyan cerca de 1300 puentes para la red vial nacional incrementando en un 60% el número de puentes en vías nacionales en el país. La gran mayoría de estas estructuras se encuentran en zonas de amenaza sísmica alta e intermedia y serán parte de corredores viales que constituirán la única vía eficiente entre las grandes ciudades en el interior del país y los puertos marítimos o las fronteras, por lo que los criterios de diseño deben buscar estructuras que tengan un comportamiento sísmico apropiado teniendo en cuenta su importancia en el desarrollo del país, pero que sean viables económicamente.

Teniendo en cuenta lo anterior, estos puentes deben proyectarse utilizando metodologías de diseño basadas en comportamiento, que le permitan al diseñador estimar el desempeño de la estructura ante un evento sísmico en términos del nivel de daño esperado, con lo que se puede llegar a una estructura óptima que balancea el costo inicial de construcción con el costo y tiempo potencial de reparación de acuerdo a su importancia, la cual, según la AASHTO (2012), se define catalogando el puente como Ordinario, Esencial o Crítico.

En este manuscrito se presenta una síntesis de los métodos de diseño para puentes Ordinarios y Esenciales basados tanto en fuerzas como en desplazamientos, y se ilustra su aplicación con dos casos de estudio de puentes en voladizos sucesivos ubicados en una zona de amenaza sísmica alta en Colombia, buscando comparar las implicaciones especialmente en cantidades y costo directo, de catalogar el puente como Ordinario o Esencial y de diseñarlo con métodos basados en fuerzas o desplazamientos.

Palabras clave: Diseño Sísmico de Puentes, Diseño por Comportamiento, Puentes Esenciales, Puentes en Voladizos Sucesivos.

ABSTRACT

Colombia has begun an accelerated development of its transportation infrastructure especially through the concession scheme, aiming to build almost 1300 bridges in the near future that correspond to a 60% increment of the actual number of bridges under the national government jurisdiction. Most of these structures are located in high to intermediate hazard seismic zones and will become part of unique highways to connect the big cities within the country to harbors and borders. Therefore, appropriate design criteria must be used in order to achieve structures with acceptable seismic performance according to their importance in the national development but keeping them economically competitive.

Hence, bridges should be projected using performance based design methods that allow the designer to estimate the seismic behavior of the structure during an earthquake in terms of the expected damage level, leading to an adequate structure that balances initial cost with reparation investment in time and money considering the bridge importance, which is defined, according to AASHTO (2012), by selecting the operational classification of the bridge as one of the following: Other, Essential and Critical.

This manuscript presents a synthesis of some available design methods for Other and Essential Bridges based on force and displacement, and illustrates their application with two case study of segmental balanced cantilever bridges located in high hazard seismic regions in Colombia, seeking to compare the implications in direct cost of classifying the bridge as Other or Essential and designing it with force based procedures or displacement based procedures.

Keywords: Seismic Bridge Design, Performance Based Design, Essential Bridges, Segmental Balanced Cantilever Bridges.



1 INTRODUCCIÓN

El diseño sismorresistente de puentes se ha fundado tradicionalmente en el uso de métodos basados en fuerzas, usando convencionalmente las metodologías vigentes y establecidas en las diferentes normativas, garantizando principalmente que la capacidad de los elementos estructurales supere la demanda a la que estará sometida la estructura. A pesar de la evolución de los métodos de fuerzas, se mantienen suposiciones que no son del todo ciertas, especialmente en la selección del R , lo que lleva en algunos casos a sobrediseños o lo que es peor subdiseños (Priesley, Calvi & Kowalsky, 2007), lo que ha derivado en nuevos planteamientos de diseño, con criterios basados en el desempeño y particularmente en el control de desplazamientos de la estructura.

Con base en lo anterior, desde hace algunos años se ha venido implementando el diseño basado en desplazamientos dentro del diseño sísmico de puentes, como un acercamiento más próximo al comportamiento real de la estructura, donde la capacidad a desplazamiento asociado a las deformaciones de los materiales, son empleados como criterios básicos ante un diseño el cual permite proyectar el comportamiento sísmico esperado para la estructura y busca proveer las características apropiadas a los elementos, en cuanto a sección, cuantías de refuerzo y detallado del mismo para soportar dichos desplazamientos.

Teniendo en cuenta lo expuesto anteriormente, a continuación se realiza una comparación de las normativas más relevantes en diseño sísmico de puentes vigentes en la actualidad, además de su aplicación en dos puentes en voladizos sucesivos como caso de estudio y comparación. El análisis se realizará para puentes ubicados en una zona de amenaza sísmica alta en Colombia, buscando comparar las implicaciones especialmente en cantidades y costo directo, de catalogar el puente como Ordinario o Esencial y de diseñarlo con métodos basados en fuerzas o desplazamientos.

2 COMPARACIÓN DE METODOLOGÍAS DE DISEÑO

Todas las normativas de diseño sísmico se concentran en el detallado del elemento dúctil, para asegurar un nivel de comportamiento específico definido por el diseñador en el marco de lo que permita la normativa que se utilice. Para esto existen dos métodos de diseño: el método basado en fuerzas y el método basado en desplazamientos. A continuación se describe brevemente los dos métodos mencionados, así como las normativas que los regulan y que serán utilizadas para el diseño de los casos de estudio.

2.1 *Diseño basado en fuerzas (Force Based Design)*

En esta metodología se busca que la resistencia de los elementos dúctiles sea mayor o igual a las solicitaciones generadas por las cargas considerando los efectos del sismo en un análisis espectral (elástico lineal por definición), de uno o varios grados de libertad, y dividida por el Coeficiente de Modificación de Respuesta, R , que representa la ductilidad de las columnas y la redundancia de la estructura. Si las rótulas son a flexión (como en casi todos los casos), el coeficiente R se aplica al momento flector obtenido por sismo, mientras que el cortante en el elemento dúctil y los elementos adyacentes se diseñan por capacidad para asegurar la formación de la rótula plástica con el mecanismo y la zona supuesta, y evitar fallas no deseables.

Este método se basa en las siguientes suposiciones (Priesley, Calvi & Kowalsky, 2007):

- Principio de iguales desplazamientos válido para todos los puentes.
- La capacidad de ductilidad y redundancia es única por tipo de subestructura.
- Esta capacidad de ductilidad se selecciona con base a la importancia del puente y su tipología y en ningún momento es verificada.
- La rigidez de un elemento es independiente de su capacidad.

Este método de diseño se encuentra reglamentado en la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2012) en Estados Unidos, la cual es una referencia para otras normativas alrededor del mundo, incluyendo el nuevo Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes actualmente en revisión.

2.2 *Diseño basado en desplazamientos (Displacement Based Design)*

Este método busca que la capacidad de desplazamiento de la estructura y de los elementos sea mayor o igual a la demanda de desplazamiento generada por el sismo. La capacidad de ductilidad se determina con análisis no lineales estáticos (Pushover) del puente y la demanda de ductilidad con análisis espectrales modificados para estructuras de períodos cortos. Cuando las estructuras son complejas se realizan análisis no lineales dinámicos para estimar la demanda (Nonlinear Time History Analysis).

Al igual que en el método por fuerzas, el cortante en el elemento dúctil y los elementos adyacentes son protegidos por capacidad. En la actualidad, las normativas están migrando del método basado en fuerzas al método basado en desplazamientos por las siguientes razones (Priesley, Calvi & Kowalsky, 2007):



- El R en el método de fuerzas nunca es verificado y se ha demostrado que es diferente para el mismo tipo de subestructura, es decir, no es independiente del período estructural (Miranda & Bertero, 1994) como lo supone la metodología.
- El uso del R implica que la rigidez de elementos de concreto reforzado es independiente del refuerzo longitudinal, lo cual no es cierto, diagramas momento curvatura demuestran que la rigidez incrementa a mayor refuerzo longitudinal, mientras que la curvatura de fluencia permanece más o menos constante.
- El diseño por fuerzas no proporciona información sobre el mecanismo de falla más probable de la estructura.

Este método significa una notoria mejora con respecto al método de fuerzas, sin embargo, aún implica una suposición muy importante que debe ser revisada para la aplicabilidad del método. Dicha suposición es que la demanda de desplazamiento se calcula con análisis elásticos lineales con propiedades fisuradas, por lo que se aplica el principio de iguales desplazamientos, pero corregido para estructuras de período corto que se comportan más acorde al principio de iguales energías.

Las diferentes agencias de transporte de Estados Unidos y la AASHTO han adoptado y estandarizado esta metodología con algunas particularidades, en esta investigación se consideraron las siguientes normativas para el método basado en desplazamientos:

- AASHTO Guide Specification for LRFD Seismic Bridge Design, 2nd Edition (AASHTO, 2011) (Válido para Puente Ordinario).
- Bridge Design Manual (LRFD) (WSDOT, 2014) para Puente Esencial.

3 CRITERIOS Y NORMATIVAS DE DISEÑO

3.1 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2012)

Esta normativa utiliza el método de diseño basado en fuerzas. El proceso de análisis y diseño inicia con la construcción del espectro de diseño elástico para un amortiguamiento estructural del 5%. Esta normativa utiliza un único nivel de amenaza correspondiente a un porcentaje de excedencia del 7% en 75 años (equivalente a un período de retorno de aproximadamente 1000 años). Una vez definido el espectro, la estructura se clasifica en una de cuatro zonas de comportamiento sísmico, siendo la Zona 1 la más baja y la Zona 4 la más alta. Las zonas de interés en esta investigación son las Zonas 3 y 4, las cuales tienen requisitos de detallado y diseño prácticamente iguales.

Por otra parte, se debe seleccionar la Categoría Operacional del puente, el cual puede ser una de las siguientes:

- **Ordinario (“Other”)**: Puentes que son diseñados para proteger la vida ante un sismo de diseño con un período de retorno de 1000 años. Su comportamiento esperado implica que resistan sismos pequeños sin daños importantes y para el sismo de diseño sufra grandes daños sin colapso (AASHTO, 2012).
- **Esencial (“Essential”)**: Puentes que como mínimo deben permanecer abiertos para el paso de vehículos de emergencia y seguridad inmediatamente después del sismo de diseño con un período de retorno de 1000 años.
- **Crítico (“Critical”)**: Puentes de gran envergadura que deben permanecer abiertos para cualquier tipo de tráfico después del sismo de diseño de 1000 años de período de retorno y permitir el paso de vehículos de emergencia y seguridad inmediatamente después de un sismo de grandes dimensiones caracterizado por un período de retorno de 2500 años.

Esta clasificación por Categoría de Operación ha sido adoptada por otras normativas, y constituye la base para definir los criterios de comportamiento sísmico esperado para el puente que se diseñe (AASHTO, 2010). Con base en esto y al tipo de subestructura se selecciona el Coeficiente de Modificación de Respuesta, R, utilizado para reducir los efectos del sismo.

En esta parte es importante resaltar que se debe utilizar un ÚNICO valor de R en ambos sentidos de la subestructura, a excepción de pilas tipo muro que tienen un R en su sentido fuerte y otro distinto en su sentido débil. Esto es particularmente importante para pórticos de varias columnas, los cuales pueden ser diseñados con un valor de R en sentido transversal mayor al R longitudinal bajo la justificación que en sentido transversal hay más rótulas que permiten mayor disipación de energía y por ende un R mayor. Este razonamiento debe ser evaluado, ya que si viene cierto en sentido longitudinal hay dos rótulas por columna, cada una de esas rótulas tiene una capacidad de ductilidad a la rotación menor (cerca a la mitad) a la que tiene la única rótula en sentido transversal, por lo que la ductilidad al desplazamiento de la subestructura es muy similar en ambos sentidos, al igual que el R que debería aplicarse. La razón de este comportamiento es la diferencia en la longitud de plastificación que tiene una columna en voladizo con otra de igual características pero en doble curvatura.

Una vez definido el R, se procede con la selección del método de análisis dinámico del puente que depende de la Zona de Comportamiento Sísmico, la Clasificación Operacional y la regularidad del puente. El método más común en puentes regulares es el método espectral elástico multimodal. No obstante, para estructuras excepcionalmente complejas se requieren análisis dinámicos no lineales (non linear time history).



Con todo lo anterior, se procede a diseñar el puente de acuerdo a los Estados Límites correspondientes, particularmente el Estado Límite de Evento Extremo I que es el único con carga sísmica. La carga sísmica para el diseño a flexión del elemento dúctil es la fuerza sísmica dividida por R, mientras que para el resto de solicitaciones y el diseño de los otros elementos, la carga sísmica corresponde a la capacidad máxima de las rótulas plásticas.

3.2 AASHTO Guide Specification for LRFD Seismic Bridge Design (AASHTO 2011)

Esta normativa utiliza el método de diseño basado en desplazamientos y es aplicable solo para puentes clasificados como “Ordinarios” de acuerdo a la AASHTO LRFD (2012), lo cual es una limitación muy importante. Al igual que con la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, se inicia con la construcción del espectro de diseño elástico para un amortiguamiento estructural del 5% y un período de retorno de aproximadamente 1000 años. Con ese espectro se clasifica la estructura en una de cuatro Categorías de Diseño Sísmico (SDC), SDC A, B, C y D, siendo la SDC A la más baja y la SDC D la más alta. Las categorías de interés en esta investigación son las C y D, las cuales tienen requisitos de detallado y diseño prácticamente iguales y corresponden a amenaza sísmicas intermedias y altas.

Los métodos de análisis se dividen en dos grupos dependiendo si son para determinar la capacidad o la demanda de desplazamiento. Para la capacidad se tienen dos opciones:

- Ecuaciones aproximadas válidas para SDC A, B y C
- Análisis no lineales estáticos (Pushover) válidos para SDC D.

Mientras que para la demanda de desplazamiento se tienen los mismos métodos utilizados en la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2012) para determinar las fuerzas de diseño, pero en este caso no se aplica ninguna clase de R y se incluye un factor de corrección al desplazamiento en estructuras de período corto.

Una vez definidos los desplazamientos de demanda y capacidad, se debe cumplir que para todas las pilas $\Delta_D^L < \Delta_C^L$ (demanda de desplazamiento < capacidad de desplazamiento).

3.3 Bridge Design Manual (LRFD) (WSDOT 2014) y Appendix S2 Design Criteria for Essential Bridges (WSDOT 2010)

El Departamento de Transporte del Estado de Washington (WSDOT) publicó un manual de diseño muy detallado para sus puentes, en el cual adapta en general los mismos requisitos presentados en la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2012) y la AASHTO Guide Specification for LRFD Seismic Bridge Design (2011) uniendo las dos normativas de tal manera que solo se permite el diseño por desplazamientos similar al de la Guía. Este documento es referencia en el estado para el diseño de puentes clasificados operacionalmente como “Ordinarios”. Para el caso de puentes “Esenciales”, WSDOT desarrolló criterios de diseño específicos para estos puentes como parte del proyecto llamado “SR 520 Evergreen Point Floating Bridge and Landings Project” “Esenciales” (WSDOT, 2010) y son válidos para puentes regulares y convencionales (no aplica para puentes atirantados, colgantes, pilas metálicas, pilas huecas ni arcos).

El procedimiento de diseño para puentes “Esenciales” considera las mismas especificaciones de la AASHTO Guide Specification for LRFD Seismic Bridge Design (2011) pero para limitar el daño y asegurar que el puente permanezca en operación para vehículos de emergencia o defensa inmediatamente después del sismo de diseño, como es requisito en un puente esencial, se reducen los límites de deformaciones permitidas a los materiales de la AASHTO Guide Specification for LRFD Seismic Bridge Design (2011) por los mostrados en la Tabla 1.

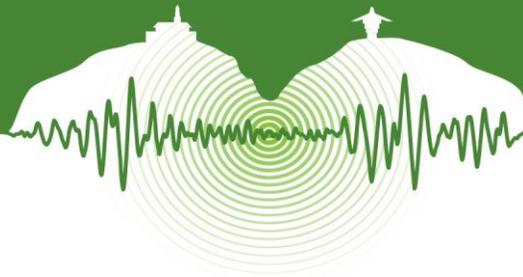
Tabla 1. Límites de deformaciones para diseño por desplazamientos de puentes “Esenciales” (WSDOT, 2010)

Material	Tipo	Límite de deformación reducido
Concreto	Confinado	0.67 ecu
Acero de Refuerzo ASTM A706	N° 4 a N°10	0.06
	N° 11 a N°18	0.05

4 PLANTEAMIENTO DE CASOS DE ESTUDIO.

Este artículo plantea como casos de estudio dos puentes en voladizos sucesivos, uno en construcción y otro en operación, ubicados en una zona de amenaza sísmica alta en Colombia, buscando comparar las implicaciones especialmente en cantidades y costo directo, de catalogar el puente como Ordinario o Esencial y de diseñarlo con métodos basados en fuerzas o desplazamientos.

- **Puente Tipo 1:** Puente en voladizos sucesivos de canto variable con 250m de longitud total, con un vano central de 125m y dos vanos de accesos de 61.75m. El ancho total del tablero es de 10.30m que incluyen dos carriles de 3.65m,



bermas de 0.5m y 1.80m, y bordillos de 0.35m. La infraestructura está formada por dos pilas de 18m de altura libre y sección rectangular hueca, los estribos son tipo cargadero, en ambos casos con cimentación profunda (Ver Figura 1).

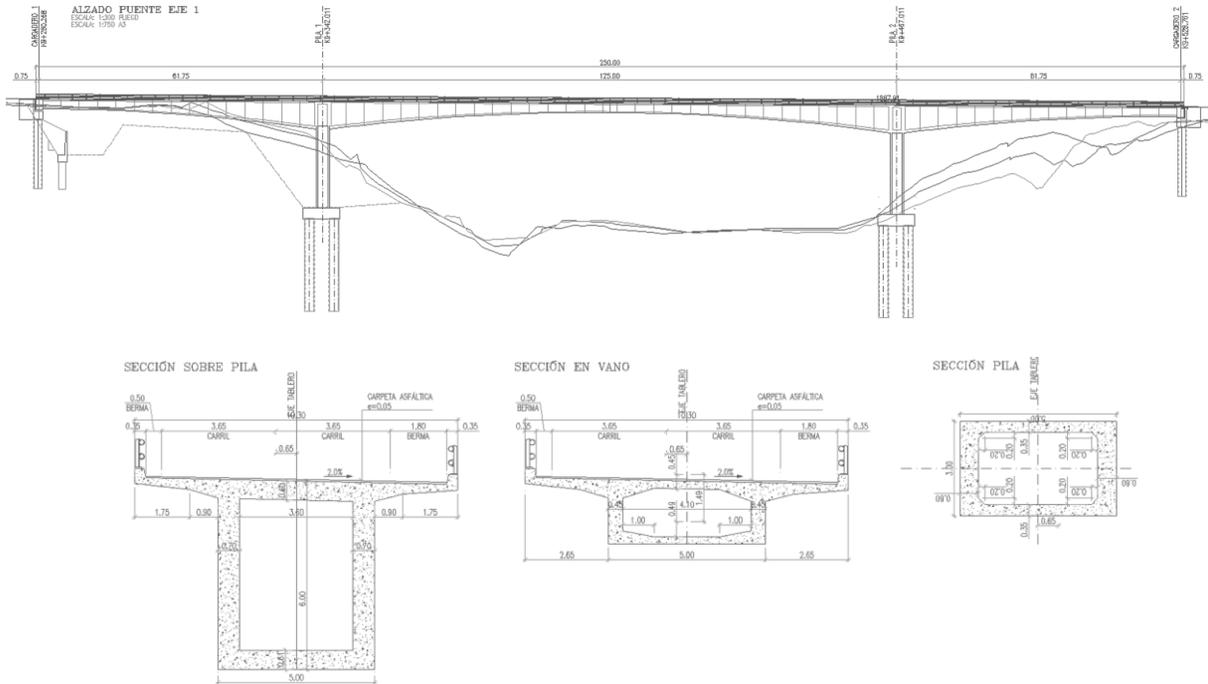
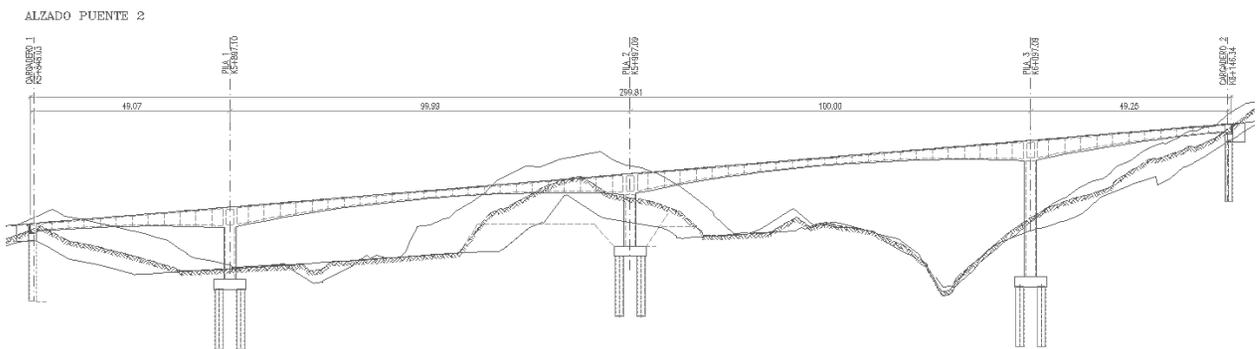


Figura 1. Geometría General – Caso de estudio Puentes Tipo 1.

- Puentes Tipo 2:** Puentes en voladizos sucesivos de canto variable con 300m de longitud total aproximada, con dos vanos centrales de 100m y dos vanos de accesos de 50m aproximadamente. El ancho total del tablero es de 10.30m que incluyen dos carriles de 3.65m, bermas de 0.5m y 1.80m, y bordillos de 0.35m. La infraestructura está formada por dos pilas de 18m y una de 29m de altura libre con sección rectangular hueca, los estribos son tipo cargadero, en ambos casos con cimentación profunda (Ver Figura 2).



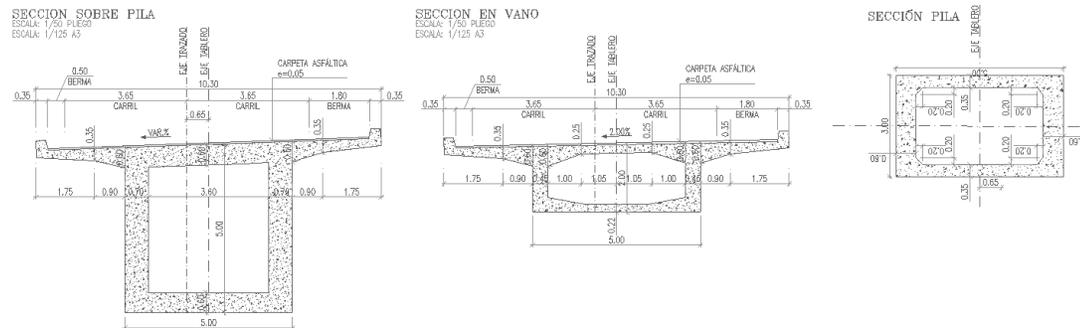
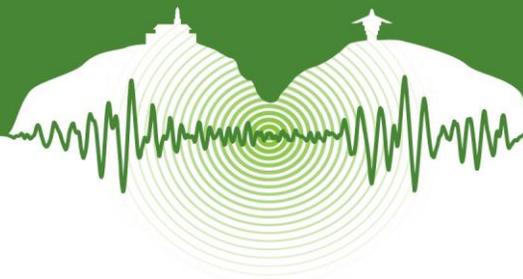


Figura 2. Geometría General – Caso de estudio Puentes Tipo 2.

5 ESCENARIO DE AMENAZA SISMICA.

Como se ha indicado anteriormente, se ha considerado un escenario de amenaza sísmica alta para el diseño de los puentes tipo del caso de estudio. Adicional a esto y de acuerdo a los requisitos de las normativas consideradas, se determinó el espectro de diseño caracterizado por un periodo de retorno del sismo de diseño (T_r)=1000 años.

Tabla 2. Coeficientes para construcción de espectros de diseño.

Escenario de Amenaza	Tr = 1000 años		
	PGA	Ss	S1
Alta	0.64	1.21	0.49

La forma del espectro de diseño considerada corresponde a la utilizada por las normativas AASHTO LRFD (2012), AASHTO SGS (2011) y ASCE 7-10 (2010), las cuales son todas compatibles entre sí para diferentes periodos de retorno y de forma recurrente se están adoptando en otras partes del mundo.

Se seleccionó un perfil de suelo tipo D, dado que es frecuentemente encontrado en las principales ciudades de Colombia (Bogotá, Cali, entre otras). En la Figura 3 se muestra el espectro de diseño obtenido para las características descritas.

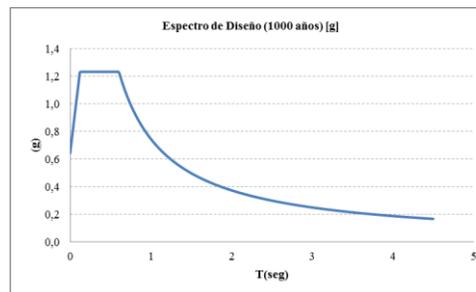


Figura 3. Espectro de Diseño (1000 años) [g].

6 SISTEMAS DE RESISTENCIA SÍSMICA

Antes que nada, es indispensable definir el sistema de resistencia sísmica de la estructura, el cual no es más que el camino por el cual viajan las cargas en la estructura hasta la cimentación. De acuerdo a la Guía de Diseño Sísmico de la AASHTO (2011) existen tres tipos principales de sistemas de resistencia sísmica:

- **Tipo 1:** Subestructura dúctil con superestructura esencialmente elástica.
- **Tipo 2:** Subestructura esencialmente elástica con superestructura dúctil.
- **Tipo 3:** Subestructura y superestructura elásticas con un fusible entre las dos.



Cada tipo de sistema está compuesto por elementos de resistencia sísmica que actúan en cada sentido y aseguran el comportamiento deseado de todo el sistema.

Los puentes tipo del caso de estudio tienen un sistema Tipo 1, en donde la ductilidad de la subestructura es provista por rótulas plásticas en las pilas, constituyéndolas en los elementos de resistencia sísmica. Los elementos adyacentes son diseñados para resistir la capacidad máxima de las rótulas plásticas para que efectivamente permanezcan esencialmente elásticos

El modelo matemático de análisis fue construido en el programa SAP-2000 V16 y sigue las recomendaciones para modelación de puentes de PEER (Aviram, Mackie & Stojadinović, 2008) y Ger y Cheng (2012). Es importante resaltar que no se considera ningún tipo de interacción suelo-estructura por lo que las pilas están empotradas en la base.

6.1 Elementos de resistencia sísmica transversal

En sentido transversal, los elementos de resistencia sísmica son rótulas plásticas en el extremo inferior de las columnas, dado que cada una se comporta como un elemento en voladizo; dichas zonas son de fácil acceso e inspección y su formación no compromete la capacidad de resistir cargas gravitacionales como lo exigen la mayoría de las normativas de diseño sísmico (AASHTO, 2011; AASHTO, 2012; CALTRANS, 2013; SCDOT, 2008; ODOT, 2014; WSDOT, 2014). Para cumplir la segunda condición antes mencionada, es importante que el diseño de las conexiones entre la columna y la superestructura, así como las conexiones entre la columna y el dado de cimentación, sean verificadas y detalladas tal como lo establece la normativa ya que no pueden sufrir daño significativo en el momento de un evento sísmico, razón por la cual son diseñados por capacidad.

La superestructura fue modelada con elementos tipo frame con las características geométricas de la sección transversal mostradas anteriormente. En los extremos del puente, fueron dispuestos apoyos fijos teniendo en cuenta la llave de cortante del tope sísmico.

6.2 Elementos de resistencia sísmica longitudinal

En sentido longitudinal, los elementos de resistencia sísmica dúctiles son rótulas plásticas en ambos extremos de las pilas. En los extremos del puente, los apoyos dispuestos no han considerado el aporte del estribo ni el terraplén en el sistema de resistencia sísmica longitudinal, de tal manera que toda la sollicitación sísmica es soportada por las pilas.

7 DISEÑO SÍSMICO POR MÉTODO DE FUERZAS

Tal como fue descrito en el apartado 2, las sollicitaciones de momento flector obtenidas por el efecto del sismo en un análisis espectral son divididas por el Coeficiente de Modificación de Respuesta (R), que representa la ductilidad de las columnas y la redundancia de la estructura. A continuación se muestran los valores de R establecidas por la normativa AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2012) para el sentido longitudinal y transversal de la estructura, para cada una de las categorías de operación: esencial y ordinario.

Tabla 3. Coeficientes de Modificación de Respuesta (R)

SENTIDO LONGITUDINAL	Coeficiente de Modificación de Respuesta (R)		SENTIDO TRANSVERSAL	Coeficiente de Modificación de Respuesta (R)	
	Esencial	Ordinario		Esencial	Ordinario
Puente Tipo 1	2	3	Puente Tipo 1	2	3
Puente Tipo 2	2	3	Puente Tipo 2	2	3

Adicionalmente, se debe determinar la reducción de rigidez de los elementos estructurales por fisuración del concreto a tensión, lo que disminuye considerablemente la inercia de la sección bruta de las pilas. La Tabla 4, muestra los valores de I_g (Inercia Bruta), I_{cr} (Inercia fisurada), F_{cr} (factor de reducción), en cada sentido y para diferentes valores de cuantía longitudinal.

Tabla 4. Factores de reducción de rigidez e Inercias Fisuradas

Cuantía		Sentido Transversal			Sentido Longitudinal		
		I_g Trans (m ⁴)	I_{cr} Trans (m ⁴)	F_{cr} Trans	I_g Long (m ⁴)	I_{cr} long (m ⁴)	F_{cr} long
		1%	20,73	8,63	0,42	7,4	3,305
1,50%	20,73	9,14	0,44	7,4	3,51	0,47	
2%	20,73	10,49	0,51	7,4	3,87	0,52	
3%	20,73	12,318	0,59	7,4	4,567	0,62	



Con el modelo de análisis anteriormente descrito, se determinaron las fuerzas internas para diseño de las pilas. Mediante análisis a flexo-compresión de las columnas se definieron las cuantías de refuerzo longitudinal para cada uno de los casos planteados, mientras que el diseño a cortante fue realizado por capacidad, empleando las longitudes de rótula plástica (según AASHTO Guide Specification for LRFD Seismic Bridge Design (AASHTO, 2011)) y los momentos plásticos (M_p) extraídos de las gráficas de M vs Φ realizadas para cada una de las cuantías longitudinales. La Tabla 6, muestra el resumen de los valores descritos anteriormente.

Tabla 5. Resumen M_p (kN*m) – L_p (m) – V_p (kN). Puente Tipo 1 – Puente Tipo 2 - Método Fuerzas

		PILA	Longitud Pila (m)	Cuantía Long	M_{p_x} (kN*m)	M_{p_y} (kN*m)	L_{p_transv} (m)	$L_{p_long_sup}$ (m)	$L_{p_long_inf}$ (m)	V_{p_x} (kN)	V_{p_y} (kN)
PUENTE TIPO 1	Esencial	1	18	3,00%	170000	282000	1,985	1,203	0,894	24068,7	19897,1
		2	18	3,00%	170000	282000	1,985	1,188	0,909	24068,7	19897,1
	Ordinario	1	18	2,00%	140000	225000	1,985	1,203	0,894	19821,3	15875,3
		2	18	2,00%	140000	225000	1,985	1,188	0,909	19821,3	15875,3
PUENTE TIPO 2	Esencial	1	18	3,00%	160000	265000	1,958	1,303	0,794	22652,8	18682,7
		2	18	2,00%	126000	206000	1,958	0,894	1,203	17839,1	14523,1
		3	29	1,50%	111000	182000	2,609	1,625	1,213	9658,9	7885,7
	Ordinario	1	18	2,00%	120000	200000	1,958	0,894	1,203	16989,6	14100,1
		2	18	1,50%	114000	182000	1,888	0,825	1,133	16074,3	12805,0
		3	29	1,10%	97000	160000	2,609	1,625	1,213	8440,6	6932,5

De acuerdo a los procedimientos descritos, la Tabla 7 resume el refuerzo obtenido para las pilas de cada puente por método de fuerzas.

Tabla 6. Resumen resultados de diseño a flexión y corte - Puente Tipo 1 – Puente Tipo 2 - Método Fuerzas

		PILA	REFUERZO LONGITUDINAL			REFUERZO CORTANTE LONGITUDINAL*			REFUERZO CORTANTE TRANSVERSAL*		
			Cuantía Long	# varillas	Barras N°	#ramas	Barras N°	Separación (m)	#ramas	Barras N°	Separación (m)
PUENTE TIPO 1	Esencial	1	3,00%	244	10	3	7	0.1	2	6	0.1
		2	3,00%	244	10	3	7	0.1	2	6	0.1
	Ordinario	1	2,00%	156	10	3	6	0.1	2	5	0.1
		2	2,00%	156	10	3	6	0.1	2	5	0.1
PUENTE TIPO 2	Esencial	1	3,00%	244	10	3	6	0.1	2	6	0.1
		2	2,00%	156	10	3	6	0.1	2	5	0.1
		3	1,50%	244	8	2	5	0.1	2	4	0.1
	Ordinario	1	2,00%	156	10	3	6	0.1	2	5	0.1
		2	1,50%	244	8	3	6	0.1	2	5	0.1
		3	1,10%	156	8	2	5	0.1	2	4	0.1

8 DISEÑO SÍSMICO POR MÉTODO DE DESPLAZAMIENTOS.

Basados en lo descrito en el apartado 2, la capacidad de ductilidad fue determinada con base en análisis no lineales estáticos (Pushover) de la estructura y la demanda de ductilidad con análisis espectrales modificados. En este caso no se considera necesario realizar análisis no lineales dinámicos para estimar la demanda (Time History Analysis) dado el tipo de puente y que se cumple la verificación que permite ignorar los efectos P- Δ .

El análisis de Pushover utilizado para determinar la capacidad requiere una correcta definición de las rótulas plásticas, las cuales dependen en gran medida de la longitud plástica (L_p) que depende de las dimensiones del elemento dúctil. Para pilas rectangulares huecas con elementos altamente confinados en las esquinas existe un estudio de la Universidad de California en San Diego (Hines, Seible & Priesley, 2002) que propuso una ecuación para calcular L_p , la cual resulta en mayores longitudes plásticas que las que darían utilizando la ecuación básica para secciones rectangulares sólidas y circulares (Priesley, Seible & Calvi, 1996). No obstante, Las columnas huecas de los puentes en voladizos sucesivos en Colombia no cuentan con elementos altamente confinados en las esquinas, de tal manera que los resultados de Hines, Seible y Priesley (2002) no pueden aplicarse directamente. Dado el vacío en el conocimiento identificado en esta materia, L_p se calculó por medio de la ecuación básica para secciones rectangulares según AASHTO (2011) como criterio conservador para diseño.

La Tabla 8, muestra un resumen de resultados del procedimiento de diseño ya descrito, demanda de desplazamiento (δ_d), desplazamiento de fluencia (δ_y), capacidad de desplazamiento (δ_c), demanda de ductilidad (μ_d) y capacidad de ductilidad (μ_c) para ambos puentes tipo considerando una única cuantía longitudinal del 1%.

El presente artículo hace parte de las memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica organizado por la Universidad de los Andes y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, Mayo de 2015.

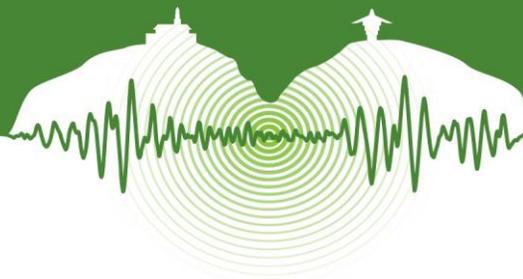


Tabla 7. Resumen Resultados – Diseño por el método de desplazamientos

PUENTE TIPO 1 ESENCIAL							PUENTE TIPO 1 ORDINARIO						
Transversal	δd (cm)	δy (cm)	δc (cm)	μd	μc	Deriva Ult	Transversal	δd (cm)	δy (cm)	δc (cm)	μd	μc	Deriva Ult
Pila 1	15.7	11.2	52.2	1.40	4.7	2.9%	Pila 1	15.7	11.4	72	1.38	6.3	4.0%
Pila 2	15.7	11.2	52.2	1.40	4.7	2.9%	Pila 2	15.7	11.4	72	1.38	6.3	4.0%
Longitudinal	δd (cm)	δy (cm)	δc (cm)	μd	μc	Deriva Ult	Longitudinal	δd (cm)	δy (cm)	δc (cm)	μd	μc	Deriva Ult
Pto. Control	27	12.7	42	2.13	3.3	2.3%	Pto. Control	27	12.8	59	2.11	4.6	3.3%
PUENTE TIPO 2 ESENCIAL							PUENTE TIPO 2 ORDINARIO						
Transversal	δd (cm)	δy (cm)	δc (cm)	μd	μc	Deriva Ult	Transversal	δd (cm)	δy (cm)	δc (cm)	μd	μc	Deriva Ult
Pila 1	15	13	56	1.15	4.3	3.1%	Pila 1	15	10.6	75.88	1.42	7.2	4.2%
Pila 2	18.4	10	52	1.84	5.2	2.9%	Pila 2	18.4	10.7	73.4	1.72	6.9	4.1%
Pila 3	31.3	24	122	1.30	5.1	4.2%	Pila 3	31.3	20.8	171	1.50	8.2	5.9%
Longitudinal	δd (cm)	δy (cm)	δc (cm)	μd	μc	Deriva Ult	Longitudinal	δd (cm)	δy (cm)	δc (cm)	μd	μc	Deriva Ult
Pto. Control	19.17	9.7	36	1.98	3.7	2.0%	Pto. Control	21.4	11.2	52.5	1.91	4.7	2.9%

En la tabla anterior es posible notar como la capacidad de desplazamiento de la estructura es mayor a la demanda de desplazamiento generada por el sismo para una cuantía longitudinal en todos los casos de tal solo el 1%, lo que contrasta con las mayores cuantías requeridas por el método de fuerzas. También es posible notar que la capacidad de ductilidad en ambos sentidos en promedio son valores cercanos, he incluso, en sentido longitudinal donde se forma el pórtico y tiende a considerarse un R mayor, la capacidad de ductilidad es menor, aunque es importante resaltar que estos valores depende directamente de las longitudes de rótula plástica (Lp), que aún siguen siendo objeto de estudio a nivel mundial (Priesley).

De la misma manera que en el método anterior, una vez fueron definidas las cuantías de refuerzo longitudinal, el refuerzo transversal a corte fue diseñado por capacidad, empleando las longitudes de rótula plástica (Lp) y los momentos plásticos (Mp) extraídos de las gráficas de M vs Φ realizadas para la cuantía de diseño 1.1% (para todos los casos), teniendo en cuenta la carga axial en cada pila. La Tabla 9, muestra el resumen de los valores descritos anteriormente.

Tabla 8. Resumen Mp (kN*m) – Lp (m) – Vp (kN). Puente Tipo 1 – Puente Tipo 2 – Método Desplazamientos

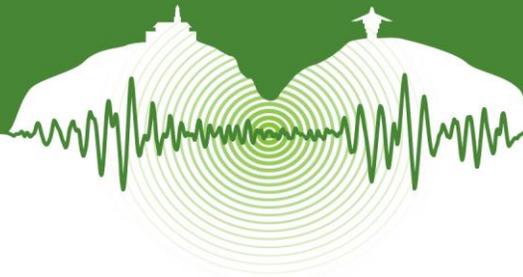
		PILA	Longitud Pila (m)	Cuantía Long	Mp_x (kN*m)	Mp_y (kN*m)	Lp_transv (m)	Lp_long_su p (m)	Lp_long_inf (m)	Vp_x (kN)	Vp_y (kN)
PUENTE TIPO 1	Esencial	1	18	1.10%	107000	176000	1.888	1.233	0.725	15087.2	12382.9
		2	18	1.10%	107000	176000	1.888	0.825	1.133	15087.3	12382.9
	Ordinario	1	18	1.10%	107000	176000	1.888	1.233	0.725	15087.2	12382.9
		2	18	1.10%	107000	176000	1.888	0.825	1.133	15087.3	12382.9
PUENTE TIPO 2	Esencial	1	18	1.10%	93000	153000	1.888	1.233	0.725	13113.2	10764.7
		2	18	1.10%	99000	163000	1.888	0.825	1.133	13959.3	11468.2
		3	29	1.10%	97000	160000	2.609	1.625	1.213	8440.6	6932.5
	Ordinario	1	18	1.10%	93000	153000	1.888	1.233	0.725	13113.2	10764.7
		2	18	1.10%	99000	163000	1.888	0.825	1.133	13959.3	11468.2
		3	29	1.10%	97000	160000	2.609	1.625	1.213	8440.6	6932.5

La Tabla 10 muestra el resultado de diseño tanto para flexión como para cortante, en cada uno de los casos de estudio planteados.

Tabla 9. Resumen resultados de diseño a flexión y corte - Puente Tipo 1 – Puente Tipo 2 – Método Desplazamientos

		PILA	REFUERZO LONGITUDINAL			REFUERZO CORTANTE LONGITUDINAL*			REFUERZO CORTANTE TRANSVERSAL*		
			Cuantía Long	# varillas	Barras N°	#ramas	Barras N°	Separación (m)	#ramas	Barras N°	Separación (m)
PUENTE TIPO 1	Esencial	1	1.10%	156	8	2	6	0.1	2	4	0.1
		2	1.10%	156	8	2	6	0.1	2	4	0.1
	Ordinario	1	1.10%	156	8	2	6	0.1	2	4	0.1
		2	1.10%	156	8	2	6	0.1	2	4	0.1
PUENTE TIPO 2	Esencial	1	1.10%	156	8	2	6	0.1	2	4	0.1
		2	1.10%	156	8	2	6	0.1	2	4	0.1
		3	1.10%	156	8	2	4	0.1	2	4	0.1
	Ordinario	1	1.10%	156	8	2	6	0.1	2	4	0.1
		2	1.10%	156	8	2	6	0.1	2	4	0.1
		3	1.10%	156	8	2	4	0.1	2	4	0.1

*Refuerzo principal a corte, no incluye ganchos intermedios por confinamiento



9 COMPARACIÓN DE RESULTADOS.

Con base en todo lo mostrado anteriormente, a continuación se muestran las gráficas comparativas, tanto para cuantías por elemento, como para peso total de acero en cada uno de los casos de análisis.

Tabla 10. Comparación de resultados (kg de acero) Puente Tipo 1

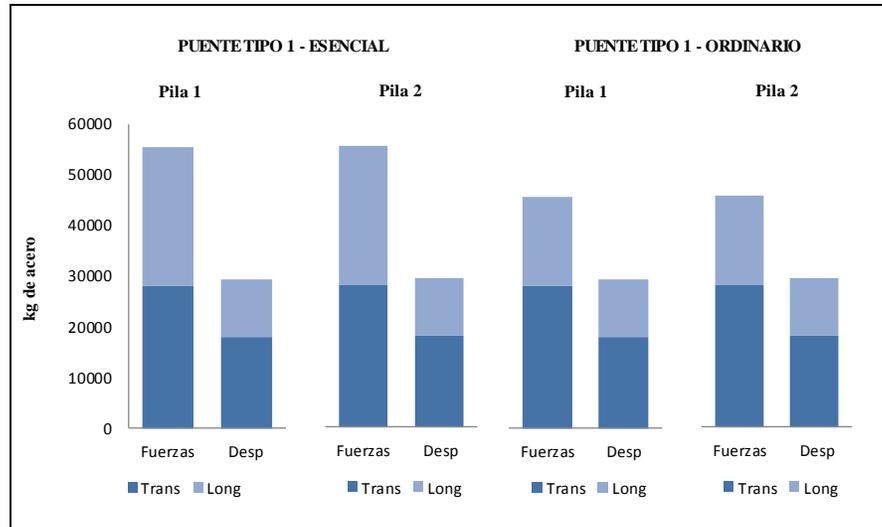
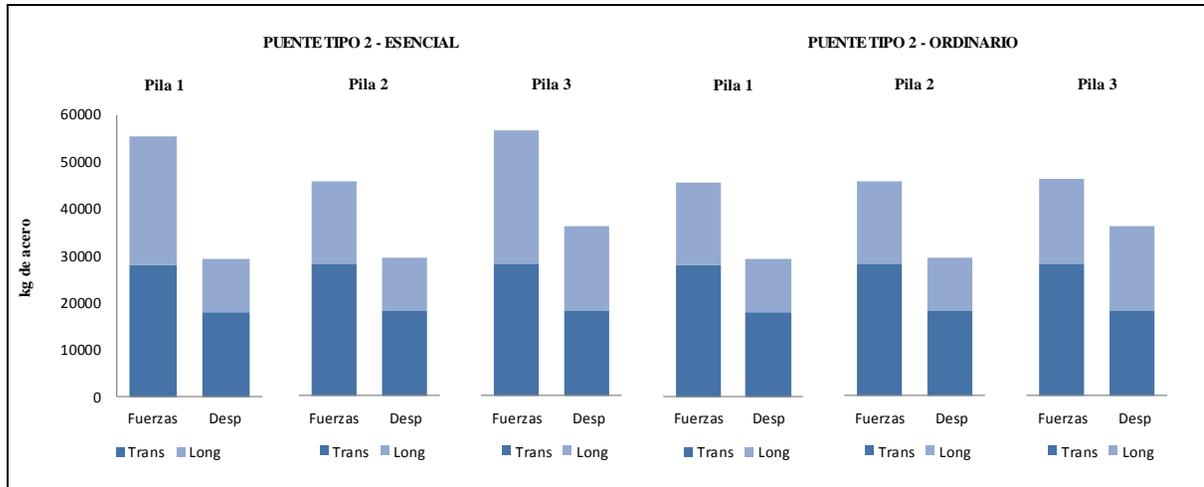


Tabla 11. Comparación de resultados (kg de acero) Puente Tipo 2



CONCLUSIONES

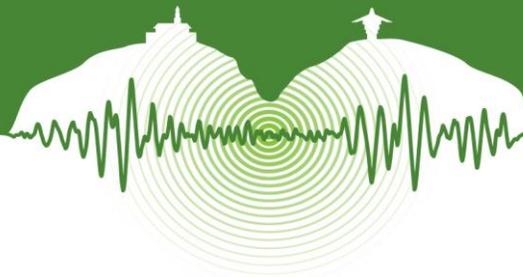
- La aplicación del método de las fuerzas pueda resultar conservador en la estimación de las fuerzas internas, se obtienen elementos con capacidades a flexión muy alta, por tal motivo el diseño a cortante que es directamente proporcional al momento plástico también es alto, por lo que la sollicitación a corte en estos elementos resulta muy alta, y esto puede resultar en una falla frágil de los elementos por cortante si no se provee al elemento un adecuado nivel de refuerzo transversal, además de elevar considerablemente los costos directos por la cantidad de material.
- La distribución de fuerzas basadas en la rigidez inicial, no resulta adecuada en casos como los estudiados, ya que es incorrecto suponer que diferentes elementos plastifiquen simultáneamente.



- La normativa AASHTO LRFD es válida únicamente para puentes ordinarios, por lo que para caso de puentes esenciales se debe recurrir a documentación como Bridge Design Manual (LRFD) (WSDOT, 2014). Tal como fue realizado en el desarrollo de este caso de estudio.
- La aproximación de cálculo de L_p en secciones huecas como es nuestro caso, no tiene resultados de investigación tan profundos, por lo que se empleó la ecuación básica para secciones rectangulares sólidas y circulares (Priesley, Seible & Calvi, 1996). Dado que las columnas huecas de los puentes en voladizos sucesivos en Colombia no cuentan con elementos altamente confinados en las esquinas, de tal manera que los resultados de Hines, Seible y Priesley (2002) no pueden aplicarse directamente. Lo que hace notar el vacío en el conocimiento identificado en esta materia. Además, teniendo en cuenta que en el país la mayoría de las pilas en puentes típicos como es el caso de estudio, son de sección rectangular hueca, es importante aclarar que la metodología AASHTO LRFD para determinar la longitud de las rótulas plásticas no es aplicable, por lo que resultaría muy beneficioso avanzar en los estudios del caso.
- Es importante resaltar que para casos como el de este estudio, se debe utilizar un ÚNICO valor de R en ambos sentidos de la subestructura. Este razonamiento debe ser evaluado, ya que si bien cierto que sentido longitudinal hay dos rótulas por columna, cada una de esas rótulas tiene una capacidad de ductilidad a la rotación menor (cercana a la mitad) a la que tiene la única rótula en sentido transversal, por lo que la ductilidad al desplazamiento de la subestructura es muy similar el ambos sentidos (tal como se muestra en los resultados del diseño por desplazamientos, μ_c), al igual que el R que debería aplicarse. La razón de este comportamiento es la diferencia en la longitud de plastificación que tiene una columna en voladizo con otra de igual características pero en doble curvatura.
- La correcta ejecución del método de diseño garantiza un adecuado comportamiento sismo resistente a la vez que se controla la geometría, la especificación y la disposición del refuerzo en la sección de concreto reforzado y, por lo tanto, el costo de construcción óptimo.

REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA.

- AASHTO. 2014. *AASHTO LRFD Bridge Design Specification* (6th ed.). Washington D.C.: American Association of State and Transportation Officials.
- AASHTO. 2010. *Guide Specifications for Seismic Isolation Design* (3th ed.). Washington D.C.: American Association of State and Transportation Officials.
- Priestley, M.J.N, Seible, F., and Calvi, G.M. 1996. *Seismic design and retrofit of bridges*. New York: John Wiley and Sons.



Una propuesta para diseño de estructuras de madera, con el título G de la NSR-10

A proposal for Wood structures design using the title G of NSR-10

Zulma S. Pardo V.^{1*}

¹*Profesora Cátedra, Departamento de Ingeniería Civil y Departamento de Arquitectura, Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia*

RESUMEN

Se presenta una propuesta para el diseño de estructuras de madera de acuerdo al título G de la NSR-10, en la misma se plantea que es necesario que el profesional colombiano debe conocer mejor las especies nativas y aspectos de veda de algunas maderas que son protegidas por el estado.

Se propone el desarrollo de nuevas tecnologías para la creación de nuevos productos que faciliten y amplíen el campo de diseño en madera que no ha sido muy difundido en Colombia.

Se expone una tabla de identificación de defectos, para criterios de aceptación y/o rechazo del material en obra y su necesidad que sea conocido por los constructores que trabajan en el sector.

Se presenta un material educativo desarrollado para facilitar el uso de este título de la NSR10 y su aplicación al diseño estructural.

Palabras clave: Estructuras de madera, NSR-10, American Council Wood, especies nativas.

ABSTRACT

This paper is a proposal for wood structures design using the title G of NSR10, the author proposes the need of Colombian professionals have to know more about the native species and aspects of protection or telling of trees. Equally, about the protected species for the government.

It is a proposal for the development of new technologies and design of new products that facilitate and expand the field of wood structures that in Colombia is not advanced, although the country has a big potential in this material.

The author shows a table to identify defects, with it is possible define acceptance or refusal in the construction. This aspect is more important for the builders that work in the wood sector.

At the final, an educational material developed to facilitate the use of title G of NSR-10 is presented.

Keywords: Wood structures, NSR-10, American Council Wood, native species.

* pardo@javeriana.edu.co; zspardo@gmail.com



1 INTRODUCCIÓN

A raíz de la promulgación de la NSR-10, el título G, referente a diseño de estructuras de madera, se modificó la filosofía de diseño que por muchos años se había basado en el documento (CAN), desarrollado por la junta del Acuerdo de Cartagena que agrupa especies nativas de la Comunidad Andina de Naciones y emplea el método de esfuerzos admisibles para diseño. En el título G, de la NSR-10, se continúa aplicando la teoría de esfuerzos admisibles pero se cambia el documento raíz, ahora se basa en los estándares americanos (AWC), y se introduce una nueva clasificación para las maderas estructurales, incluyendo especies que no todas son autóctonas de Colombia, ni de fácil consecución en el país.

Este artículo presenta una metodología para que nuestros ingenieros comprendan y se les facilite el diseño estructural haciendo uso de este título.

Desde 1944, el AWC, ha proporcionado materiales educativos para propender el uso de las maderas en estructuras, primero en papel y desde 2005 usando CD ROM, en los últimos tiempos ha realizado capacitaciones en línea (on line) para ingenieros y arquitectos interesados en el tema. Complementario a lo anterior, el AWC ha suscrito convenios con diferentes universidades para impartir cursos de educación continua que promueven el uso de la madera en estructuras. (Taylor y Showalter). Organizaciones como la Sociedad de Productos Forestales, el Departamento de Agricultura de Estados Unidos, a través de sus publicaciones mantienen a los profesionales al día sobre nuevos productos desarrollados con madera y de uso para construcción. Otra estrategia empleada para divulgar el conocimiento de la madera ha sido crear grupos interdisciplinarios entre las carreras de Arquitectura e Ingeniería, donde se plantea un problema que se construye a final del curso y que es evaluado a través de un concurso. (Clouston)

A continuación, se analizan algunas políticas gubernamentales a la luz de la aplicación del título G de la NSR-10, sus implicaciones, se exponen algunos apartes del título se comentan y se presenta una propuesta para que esta especificación sobre estructuras de madera sea más fácil de comprender, emplear y aplicar. Promoviendo las energías renovables que tan en boga están hoy día.

2 POLITICAS GUBERNAMENTALES

2.1 *Especies nativas con incentivos*

El gobierno nacional a través del Certificado de Incentivo Forestal (CIF), promulgado a través de (Ley 139 de 1994), y reglamentado posteriormente (Decreto 1824 de 1994; Decreto 900 de 1997; Decreto 1498 de 2008; Decreto 2448 de 2012), ha pretendido impulsar el cultivo de especies nativas y especies introducidas para explotación con fines comerciales de la madera.

Actualmente, las especies nativas, que tienen incentivos, se presentan en la Tabla 1:

Tabla 1: Especies forestales autóctonas

Nombre científico	Nombre común
Tabebuira rosea	Roble (ES5)
Bombacopsis quinata	Ceiba Roja
Cordia elliodora	Nogal cafetero
Ochroma pyramidale	Balso
Hevea brasillensis	Caucho
Guadua angustifolia	Guadua (Título G)

De las especies presentadas en la Tabla 1, sólo la guadua y el roble, se considera en el Apéndice G-B de la NSR-10. El roble se considera dentro del grupo de maderas selectas tipo 5. Es decir, sólo el 33% de las especies autóctonas con incentivos, se podrían usar en estructuras, fácilmente, a través del título G de la NSR-10.

2.2 *Especies forestales introducidas*



La Tabla 2, presenta las especies forestales introducidas, es decir, que no son originarias de Colombia, pero su crecimiento y desarrollo se adapta a las condiciones del territorio nacional.

Tabla 2: Especies forestales introducidas

Nombre científico	Nombre común
Eucalyptus camaldulensis	Eucalipto plateado
Eucalyptus globulus	Eucalipto (ES5)
Eucalyptus grandis	Eucalipto
Eucalyptus pellita	Eucalipto
Eucalyptus urophylla	Eucalipto
Eucalyptus tereticomis	Eucalipto
Pinus caribaea	Pino
Pinus cocarpa	Pino
Pinus patula	Pino (ES6)
Pinus maximinoii	Pino
Pinus tecunumanii	Pino
Tectona grandis	Teca (ES6)
Acacia mangium	Acacia

De las maderas de la Tabla 2, sólo 3 están contenidas en el Apéndice G-B, de la NSR-10. Por lo tanto, sólo el 23% las especies con incentivos se pueden emplear hoy, fácilmente, aplicando el título G. Se observa que dos son del tipo selecta 6 y una del tipo selecta 5. Se llama la atención que son maderas con bajos valores de resistencia.

3 EL TÍTULO G DE LA NSR-10

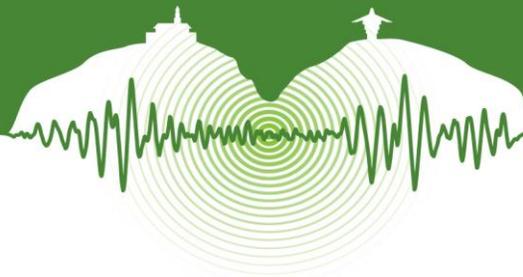
Este título se fundamenta en el documento del American Wood Council ANSI/NDS-2005, y aplica el método de los esfuerzos admisibles para diseño. A Continuación, se presentan tópicos específicos que se pueden mejorar con el fin de que cada vez más diseñadores comprendan la metodología propuesta en el título y se reduzcan las probabilidades de cometer errores por malas interpretaciones.

3.1 Tabla de defectos de las maderas

En la Tabla G.1.3-1, de la NSR-10, se presenta un número de parámetros que se deben evaluar por parte del diseñador para uso de la madera en aplicaciones estructurales. La Tabla 3, contiene estos aspectos.

Tabla 3: Tolerancia de la madera

Defectos
Dimensión real (en longitud y en sección transversal)
Alabeos (Abarquillado, arqueadura, encorvadura, torcedura)
Arista faltante (una sola cara)
Duramen quebradizo
Escamaduras (una sola cara)
Falla de compresión



Grano inclinado
 Grieta superficial
 Médula
 Nudos (1m entre nudos) (sano, hueco, arracimados)
 Perforaciones selladas (no alineadas ni pasantes) (pequeñas, grandes)
 Pudrición
 Rajaduras
 Manchas

La tabla no tiene indicativos de qué trata cada defecto, y es de difícil uso para un profesional con nivel de pregrado. Desde el punto de vista de la autora, debería indicar con dibujos sencillos a qué hacen referencia los defectos que menciona en cada línea, adicionalmente, para construcción, debería incluirse un artículo donde se exigiese el diseño de un formato para revisión de cada uno de los defectos anteriores o suministrarlo la misma norma. Desde el punto de vista didáctico, resulta complejo para una persona que está aprendiendo a diseñar con este título, la comprensión de esta tabla.

3.2 Tabla maderas Tipo “ES1 a ES6”. Apéndice G-B.

Sobre las tablas contenidas en el apéndice G-B, de las cuales se especifican algunos detalles en la Tabla 4, deberían incluirse algunos aspectos adicionales entre ellos se pueden citar, la disponibilidad de la madera en Colombia, si la especie está en veda o incluida en la lista roja de especies, con el fin de advertirle al diseñador de las implicaciones de usar una u otra madera.

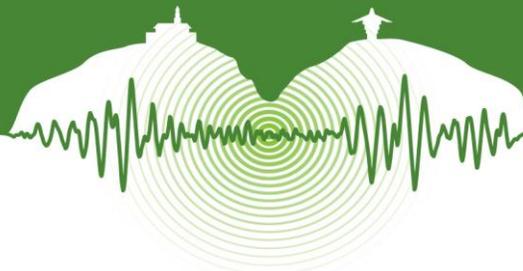
Se hace necesario, hacer una revisión general de los nombres científicos y nombres comunes puesto que en la revisión que hizo la autora encontró algunos errores, entre los que se pueden citar el carreto y el guayacán polvillo para revisión del nombre científico y el flor muerillo y el cosaco para revisión del nombre común.

Tabla 4: Maderas Tipo “ES1”

Nombre científico	Nombre común
Dipteryx oleifera	Choiba
Myroxylon balsamun	Balsamo
Licania sp.	Ambure pichangillo
platymiscium pinnatum	Guayacán trébol
Peltogyne porphyrocordia	Nazareno
Eschweilera pittieri	Coco manteco
Lecythis sp	Coco mono
Trigoniastrum sp	Marfil
Lagetroemia sp	Puente cascarillo
Xylopa sp	Yaya blanca

3.3 Diseño de apps para enseñanza de estructuras de madera

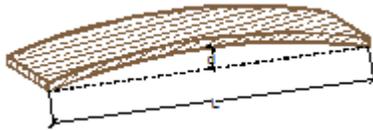
El AWC, ha desarrollado aplicaciones para facilitar el uso de las maderas del hemisferio norte, usando unidades inglesas, entre ellas se pueden citar la denominada “BeamBuddy”, en este momento solo se está disponible para iOS, es de libre acceso a los usuarios. Pero tiene la limitante que sólo está disponible para dispositivos que empleen la plataforma de Apple.

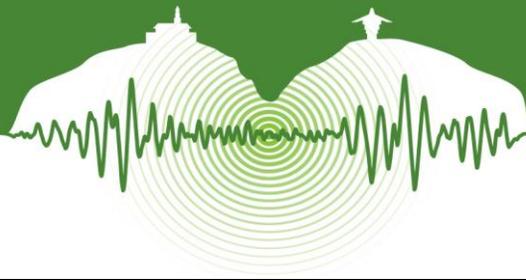


4 PROPUESTA CON MATERIAL EDUCATIVO PARA ENSEÑANZA DEL TÍTULO G

De los trabajos realizados en la Universidad Pedagógica Nacional de Colombia, (Pardo), se propone trabajar con material que complemente las tablas de defectos presentados en el título G de la NSR-10. En la Tabla 5, se presenta una copia del material educativo diseñado contenido en Pardo (Diseño de estructuras de madera. Según NDS-2015), para que los futuros diseñadores de madera comprendan fácilmente la tabla de defectos de la NSR-10. Este material está disponible para computador, teléfonos inteligentes y tabletas. Tiene una extensión superior a 150 páginas de información con hipervínculos que complementan los temas tratados que corresponderían a un curso básico de diseño de estructuras de madera.

Tabla 5: Tolerancia de la madera aserrada. (Material educativo)

Defectos	Foto
Dimensiones real (en longitud y en sección transversal)	
Alabeos (Abarquillado, arqueadura, encorvadura, torcedura)	
Arista faltante (una sola cara)	
Duramen quebradizo	
Escamaduras (una sola cara)	
Falla a compresión	



Grano inclinado



Grieta superficial



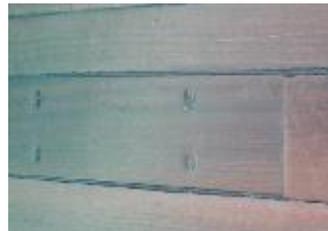
Médula



Nudos

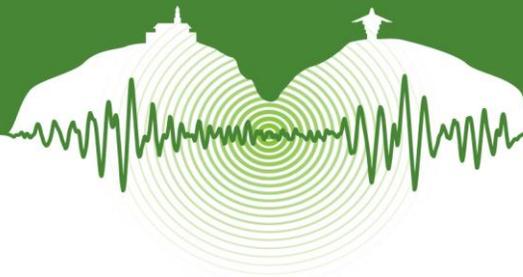


Perforaciones selladas



Pudrición





Rajaduras



Manchas



Se propone complementación de las tablas del Apéndice G-B, de la NSR-10, con información como la que presenta la Tabla 6, contenida en Pardo (Diseño de estructuras de madera. Según NDS-2015)

Tabla 6: Maderas Tipo “ES1” (Material educativo)

Nombre científico	Nombre común	¿Está en veda?	¿Crece en Colombia?
Dipteryx oleifera	Choiba	Especie Vulnerable (VU)	Sí
Myroxylon balsamun	Balsamo	No	Sí
Licania sp.	Ambure pichangillo	En Peligro (EN)	Sí
platymiscium pinnatum	Guayacán trébol	No	Sí
Peltogyne porphyrocordia	Nazareno	Especie Vulnerable (VU)	Sí
Eschweilera pittieri	Coco manteco	No	Sí
Lecythis sp	Coco mono	No	Sí
Trigoniastrum sp	Marfil	Especie Vulnerable (VU)	Sí
Lagertroemia sp	Puente cascarillo	No	Sí
Xylopiia sp	Yaya blanca	No	Sí

Se propone hacer uso de aplicaciones para dispositivos móviles de libre acceso para complementar la comprensión de los temas. Está comprobado que este método funciona en las pruebas presentadas en Z. Pardo.

En la Figura 1,2 y 3 se presentan pantallazos de una aplicación diseñada por la autora para enseñanza de los efectos y origen de las grietas en piezas de madera. En ella se incluyen tres elementos información de por qué podría encontrarse una grieta, el segundo elemento que involucra una grieta en una pieza de madera y finalmente un espacio para la reflexión del usuario, planteándole un problema, que una vez resuelto se realimenta con los primeros dos elementos.

Este material ha sido diseñado para ser visto en cualquier dispositivo móvil que trabaje con la plataforma Android y el usuario tarde menos de 2 minutos recibiendo la información total del tema.

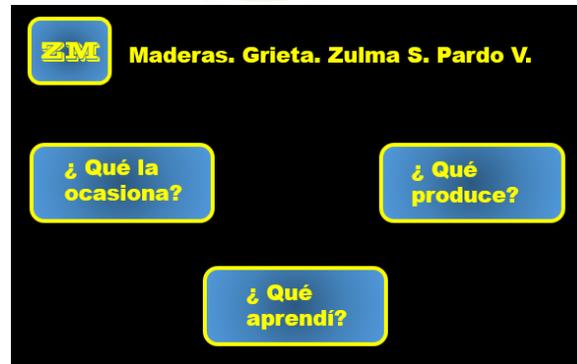
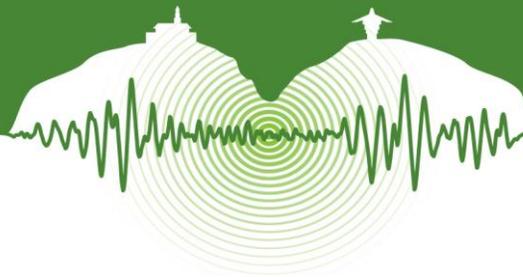


Figura 1: Aplicación ZM. Grieta.



Figura 2: Aplicación ZM. Grieta. ¿Qué la ocasiona?



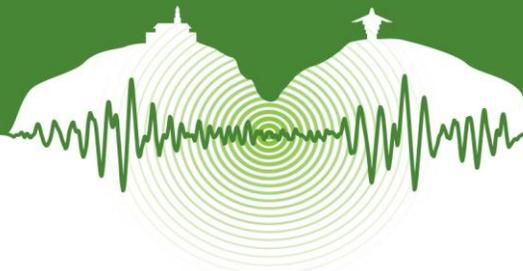
Figura 3: Aplicación ZM. Grieta. Créditos.

CONCLUSIONES

Es necesario que se implementen estrategias entre las instituciones educativas, los fabricantes, los productores, las entidades gubernamentales, los gremios, las asociaciones para educar a los Ingenieros en el uso de la madera, debido a que pocos programas universitarios colombianos imparten asignaturas sobre el tema.

Los gremios deben involucrarse más en la elaboración de políticas gubernamentales, en este caso en particular deben enviar sugerencias para futuros proyectos de ley que incentiven el uso de especies nativas con mejor comportamiento estructural que las que actualmente, se encuentran en el decreto 000080 de 2013. Se pueden recomendar los cultivos de especies catalogadas como ES1, tales como choibá (*dipteryx oleifera*), bálsamo (*myroxylon balsamun*), guayacán trébol (*platymiscium pinnatum*), nazareno (*pel-*

El presente artículo hace parte de las memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica organizado por la Universidad de los Andes y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, Mayo de 2015.



togyne porphyrocordia). O en su defecto del tipo ES2, como el sapán (*clathrotropis brachypetala*), guayacán polvillo (*tubeuia serratifolia*), oloroso (humiria balsamífera o balata nisperillo (*manilkara bidentata*).

Es necesario que las tablas de clasificación de especies madereras que se incluyan en las normas, en este caso la NSR-10, sean de fácil comprensión e indiquen la disponibilidad de madera en Colombia, con el fin de que un Ingeniero o Arquitecto con conocimientos básicos, fácilmente identifique y conozca la realidad nacional. Pudiendo de esta forma involucrar en sus proyectos el material disponible en el mercado que permita la economía y optimización de los recursos.

Se deben crear grupos multidisciplinarios para avanzar en el conocimiento de la madera, estos podrían estar integrados por arquitectos, ingenieros civiles, ingenieros forestales, ingenieros agrícolas, ingenieros industriales y economistas que trabajaran en el desarrollo de nuevos productos con madera aprovechando el potencial que tiene el país en este sector.

Se pueden crear materiales educativos para que los ingenieros y arquitectos adquieran fácilmente conocimientos sobre este material, ya sea a nivel pregrado, postgrado o en programas de educación continua o para la vida (*lifelong learning*). La autora ha comprobado con pruebas piloto que alumnos desde 20 años hasta 70 años aprenden lo mismo de un tema de procesos constructivos o diseño estructural si el material está adecuadamente diseñado. Este tipo de materiales deben involucrar equipos interdisciplinarios integrados por un pedagogo, un ingeniero o arquitecto, un diseñador gráfico y un ingeniero de software. Trabajos similares han sido validados internacionalmente, para la enseñanza de estructuras metálicas. (Z. Pardo), y pueden extrapolarse para estructuras de madera.

El método propuesto en este trabajo puede ser implementado con grupos de arquitectos, ingenieros, ya sean diseñadores, constructores o patólogos. La autora ha empleado aplicaciones similares en estructuras metálicas en cursos de pregrado y postgrado de la Pontificia Universidad Javeriana de Bogotá, desde Enero de 2014, con buenos resultados, una vez hecho el trabajo experimental de su implementación en la Universidad Nacional de Colombia, sede Bogotá, y evaluado por el programa de Maestría en TIC aplicadas a la educación de la Universidad Pedagógica Nacional de Colombia. (Z. S. Pardo, Objetos virtuales de aprendizaje en un dispositivo móvil enfocados en el aprendizaje autorregulado y el análisis basado en problemas sobre procesos constructivos de estructuras metálicas).

Es necesario cada vez más hacer uso de las TIC, para la divulgación y difusión del conocimiento, en este caso el de la Ingeniería Estructural. Sitios como YouTube, permiten fácilmente, a profesores y estudiantes hacer intercambio de información. En el canal ubicado en (Z. Pardo), se pueden encontrar videos de procesos constructivos empleados para la enseñanza de estructuras metálicas.

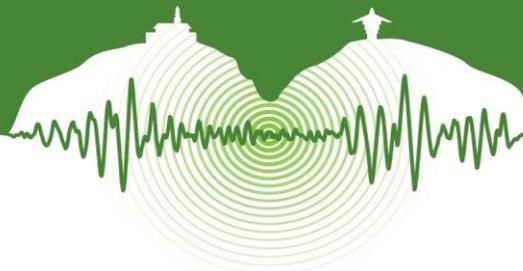
AGRADECIMIENTOS

El presente estudio fue financiado con recursos destinados para la investigación de TIC aplicadas a la Ingeniería de la firma ZJ Ingenieros Estructurales Ltda.

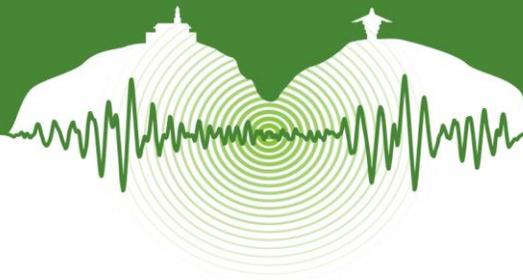
REFERENCIAS

- AIS. 2010. Título G.» *NSR-10*. Bogotá.
- AWC. 2005. *ANSI/AWC NDS-2005. ASD/LRFD NDS*. Leesburg VA: NDS.
- Camargo, J.C., Cardona, H. y Gaviria, J. 2008. Regeneración natural de árboles maderables en pasturas como estrategia para el establecimiento de sistemas silvopastoriles en la Zona Cafetera de Colombia. Cali: Fundación CIPAV, 132-145.
- CAN. 1984. Manual de diseño para maderas del grupo andino. *Junta del Acuerdo de Cartagena*.
- Clouston, P. 2008. Pedagogic Strategies for Wood Engineering in an Interdisciplinary Setting. *Structures 2008: Crossing borders*. ASCE.
- Ministerio de Agricultura. Decreto 1824 de 1994. *Definición, programación y administración Incentivo Forestal*. s.f.
- Ministerio de Agricultura. Ley 139 de 1994. *Certificado de Incentivo Forestal*. s.f.
- Ministerio de agricultura y desarrollo rural. *Resolucion 000080 de 2013*. Bogota, 11 de marzo de 2013.
- Ministerio de Ambiente, Vivienda y Territorio. Decreto 1498 de 2008. *Cultivos forestales con fines comerciales*. s.f.
- Ministerio de Vivienda, Ambiente y Territorio. Decreto 2448 de 2012. *Nuevas definiciones para el Incentivo Forestal*. s.f.
- Ministerio del Medio Ambiente. Decreto 900 de 1997. *Reglamentación del Certificado de Incentivo forestal*. s.f.

El presente artículo hace parte de las memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica organizado por la Universidad de los Andes y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, Mayo de 2015.



- Pardo, Z. 2004. Hacia una educación continua elearning y mlearning de ingenieros civiles en diseño y construcción de estructuras metálicas. *Ingeniería 2014*. Ed. Colegio Argentino de Ingenieros (CAI).
- Pardo, Z. Pedagogical usability and applications for mlearning of structural engineering. *EDULEARN 2014*. Barcelona, s.f.
- Pardo, Zulma. *Canal zspardo1*. s.f. https://www.youtube.com/results?search_query=zspardo1.
- Pardo, Zulma S. 2014. Objetos virtuales de aprendizaje en un dispositivo móvil enfocados en el aprendizaje autorregulado y el análisis basado en problemas sobre procesos constructivos de estructuras metálicas.» Bogotá: UPN.
- Pardo, Zulma Stella. 2015. *Diseño de estructuras de madera. Según NDS-2015*. Bogotá: Zulma Pardo.
- Taylor, R.J. 2005. and Showalter, B. A Comprehensive Approach to Wood Building Design Education. *Structures Congress*. Ed. ASCE.
- UN-SENA. *Las maderas en Colombia*. s.f. <http://www.unalmed.edu.co/~lpforest/html/fichastecnicas.html>. 24 de 01 de 2015.



Evaluación del comportamiento de conexión columna – cimentación para edificaciones de *Guadua angustifolia*

Structural behaviour assessment of column - foundation joints for low rise buildings of *Guadua angustifolia*

Sofía Andrade Pardo¹, Nancy Torres Castellanos², Fabián Lamus Báez¹

¹Profesor Asistente, Programa de Ingeniería Civil, Universidad de La Salle, Bogotá, Colombia

²Profesor Asociado, Facultad de Ingeniería Civil, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Bogotá, Colombia

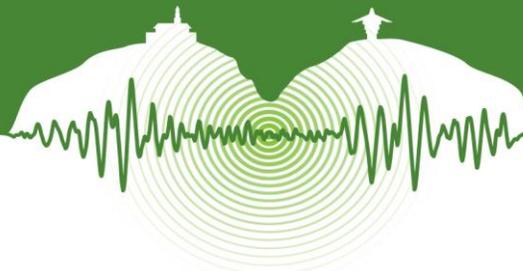
RESUMEN

En Colombia, así como en otros países de la región, el uso de la *Guadua angustifolia* Kunth (*Guadua a.*) y otras especies similares de bambú se ha intensificado, en gran parte como un resultado de la búsqueda por una solución a la problemática social relacionada con el déficit de vivienda. La *Guadua a.* podría aventajar a otros materiales de construcción, tanto convencionales como alternativos por su alta relación entre resistencia a tracción y compresión y el peso por unidad de volumen de estructura, teniendo en cuenta su condición de renovabilidad, su rápido crecimiento, su capacidad para estabilizar suelos, el control de caudales, la regulación térmica y su fácil obtención en el territorio nacional, todo esto sumado a que su aplicación en la construcción de edificaciones resulta económica, rápida y fácil. Por su parte el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 ha incluido en su capítulo G-12 las especificaciones para la construcción de edificaciones en *Guadua angustifolia*, lo que ha representado un avance importante al reconocerla como un material estructural. Sin embargo, es claro que el comportamiento mecánico de los diferentes miembros y conexiones aún es materia de estudio, lo que actualmente se ve reflejado en las limitaciones que se le han impuesto a las aplicaciones de este material en la construcción de edificaciones. Un ejemplo de esto es que, a falta de mayor información, durante el análisis estructural es mandatorio considerar que las conexiones son articuladas, despreciando la transmisión de momento entre los miembros conectados. Esto se aplica a la conexión entre la estructura y su fundación, lo que en ocasiones puede no ser cierto, ya que en algunos tipos de conexión la cimentación puede restringir parcialmente el giro de las columnas. En este trabajo se evaluó el comportamiento ante fuerzas horizontales de un tipo de conexión entre una columna de *Guadua a.* y su cimentación, determinando la influencia de cada uno de los componentes de la misma, tanto en su resistencia, como en su rigidez al giro. Se construyeron 28 especímenes de la conexión, evaluando 7 diferentes configuraciones diferenciadas entre sí por la combinación de componentes. El programa experimental para cada configuración incluyó 1 ensayo monotónico y 3 ensayos cíclicos. Se determinó que la presencia del relleno de mortero en conjunto con el uso de pernos longitudinales incrementa levemente la resistencia de la conexión mientras reduce drásticamente su ductilidad. El uso de pernos transversales resulta la mejor alternativa para obtener una conexión resistente, rígida y dúctil, especialmente cuando se combinan con el uso de zunchos. Adicionalmente se pudo concluir que la conexión puede mantenerse rígida hasta el 90% de su resistencia.

Palabras clave: *Guadua Angustifolia*, Conexión, Cimentación, Rigidez.

ABSTRACT

In Colombia, as in other countries in the region, the use of *Guadua angustifolia* Kunth (*Guadua a.*) and similar species of bamboo has increased, mainly as a result of the search for a solution to the social problems related to the housing shortage. The *Guadua a.* may outstrip other building materials, both conventional and alternative, because of its high tensile and compressive strength-weight per unit of volume ratio, given its status as renewability, its high speed of growth, its ability to soil stabilization, flow control, thermal regulation and readily obtaining in the country. All this combined with its economical, fast and easy application in the construction of buildings. Meanwhile the chapter G-12 of the Colombian Earthquake Resistant Building Regulations NSR-10 has included specifications for the construction of buildings with *Guadua angustifolia*, which has played an important progress to recognize it as a structural material. However, it is clear that the mechanical behavior of different members and connections is still under study, which is currently reflected in the restrictions that have been imposed on the application of this material in buildings construction. An example of this is, that in the absence of enough information, during the structural analysis is mandatory



to suppose that connections are pinned, neglecting the moment transmission between the connected members. This is applied also to the connection between the structure and its foundation, which sometimes cannot be true, since in some connection types, the foundation may partially restrict the rotation of the columns. In this paper, the performance of a connection between a column of Guadua a. and its foundation was evaluated under horizontal forces, determining the influence of each of the components in the connection, in both, its strength and stiffness to rotation. 28 specimens of connection were constructed at full scale, evaluating 7 configurations differentiated by the combination of its components. The experimental program for each setup included 1 monotonic test and 3 cyclic tests. It was determined that the presence of filler mortar together with the use of longitudinal bolts slightly increases the strength of the connection while drastically reduce its ductility. The use of transversal bolts is the best choice for a strong, rigid and ductile connection, especially when are combined with the use of hoops. In addition it was concluded that connections are stiff until 90% of their strength.

Keywords: Guadua angustifolia Kunth, Joint, Column, Foundation.

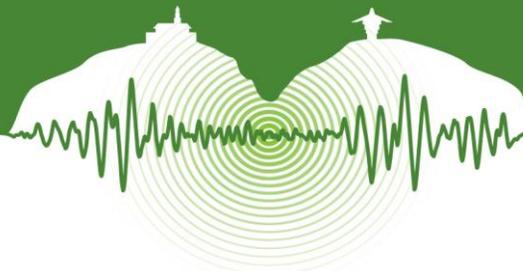
1 INTRODUCCIÓN

La *Guadua angustifolia* Kunth (Guadua a.) es un material vegetal, que posee propiedades mecánicas que han despertado en Colombia y en otros países latinoamericanos un interés particular debido a su aplicabilidad en diferentes industrias, incluida la de la construcción, ya que es usada como material estructural en vivienda social y en otras estructuras, así como en la fabricación de elementos complementarios, como formaleas y andamios. Otras características principales que destacan a la Guadua a. son: su rápido crecimiento; permitiendo su aprovechamiento a una edad entre tres y cinco años (Lamus et al, 2013) y que cuenta con una serie de beneficios medioambientales que refuerzan el estatus de material de producción sostenible, al ser usado en la estabilización de suelos propensos a ser erosionados, la captación de CO₂ de la atmósfera (Cruz, 2009) y su fijación al suelo, el control de caudales, la regulación térmica, entre otros. Adicionalmente, los beneficios de la Guadua a. se potencian cuando el guadua es aprovechado por lo que su explotación de manera controlada conlleva a su preservación.

En Colombia la Guadua a. ha sido ampliamente empleada en regiones como Risaralda, Caldas y Quindío, por lo que la Asociación de Ingeniería Sísmica (AIS) vio la necesidad de incluir las edificaciones construidas con este material en presentación rolliza, dentro del Reglamento NSR -10 y restringir su uso a viviendas de uno y dos pisos, siempre y cuando la estructura posea un sistema de resistencia sísmica que se ajuste a uno de los tipos definidos por el mismo reglamento (pórticos, muros de carga, combinado y dual). Sin embargo, el reglamento NSR-10 también estipula que “todas las uniones de la estructura se deben considerar articuladas y no habrá transmisión entre los diferentes elementos que conformen una unión” (AIS, 2010). Esto implica que si se cuenta con un sistema de vigas y columnas, durante el análisis de la estructura éste será considerado como un pórtico no resistente a momento, es decir que teóricamente resulta inestable ante cargas laterales. Lo expuesto anteriormente limita el uso de la guadua únicamente a dos sistemas: muros de carga y combinado.

Sin embargo, en la práctica, algunos nudos podrían comportarse como nudos rígidos, siendo capaces de transmitir momento entre los elementos, aunque al diseñar una estructura aporticada el control de las derivas dentro de los valores permitidos por el reglamento podría implicar el uso de luces extremadamente cortas y secciones de gran tamaño, sobre todo si las columnas no cuentan con una conexión rígida a una cimentación que les restrinja el giro; como es el caso de la estructura que se presenta en la Figura 1a.

Pero si se garantiza que las conexiones, incluidas aquellas entre las columnas y su cimentación restringen los giros se podría considerar la posibilidad de hacer uso de un sistema dual, donde la rigidez ante fuerzas laterales sería principalmente proporcionada por los muros o los pórticos con diagonales. En este caso, el pórtico se diseñaría para que resista de manera independiente apenas el 25% del cortante basal (AIS, 2010), siempre y cuando la participación de la rigidez de los pórticos no exceda este porcentaje en la rigidez total de la estructura. En este orden de ideas, la conjugación de un pórtico resistente a momento con una serie de muros o pórticos con diagonales debería analizarse considerando que los pórticos aportan a la rigidez, especialmente porque la ubicación en planta de los mismos podría afectar la localización del centro de rigidez de la estructura, ocasionando un posible incremento en la excentricidad del mismo respecto al centro de masa y por ende podrían estar siendo subestimados los efectos torsionales sobre la estructura. Adicionalmente, si se cuenta con un sistema dual o un sistema combinado con pórticos resistentes a momento, los pórticos podrían ser usados no solo para resistir las fuerzas sísmicas y rigidizar la estructura, sino que aportarían capacidad de disipación de energía al sistema, condiciones que podrían ser más significativas en aquellos casos en los cuales la cimentación tiene la posibilidad de restringirle el giro a las columnas mediante una conexión rígida.



En la estructura de la Figura 1b se presenta una conexión entre las columnas y la cimentación, la cual aparentemente, puede comportarse como rígida al giro, debido a que este último se encuentra restringido, ya que se aprecia que los culmos de las columnas se encuentran empernados a lo largo del pedestal y no simplemente sobrepuestos.



Figura 1: (a) Estructura sin una conexión rígida a su cimentación. (b) Estructuras con conexión columna - cimentación aparentemente rígida

Por otra parte, el comportamiento de las conexiones entre elementos es considerado el punto débil de las construcciones en Guadua a. y la falta de una metodología clara de diseño de las mismas permite inferir que se requiere una mayor investigación al respecto. De la misma forma la conexión de la estructura de Guadua a. con la fundación, la cual generalmente es en concreto, resulta ser otro punto importante en el momento del diseño de una edificación con este material. Teniendo en cuenta lo anterior, en este artículo se presentan los resultados de una investigación llevada a cabo en conjunto entre la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito y la Universidad de La Salle en la cual se estudió el comportamiento de una conexión empernada, zunchada y rellena con mortero, entre una columna de *Guadua angustifolia* Kunth y su cimentación. Se analizó la participación de los componentes de la conexión en su resistencia a momento flector y en su comportamiento en el rango inelástico, además se determinó la constante de fijación al giro de la misma, con el fin de brindar una base para el desarrollo de una metodología para al correcto diseño de las conexiones de este tipo.

2 DESCRIPCIÓN DE LA CONEXIÓN EVALUADA

En esta investigación se estudió experimentalmente el comportamiento ante cargas monotónicas y cíclicas de una conexión empernada, zunchada y rellena con mortero de cemento entre una columna conformada por cuatro culmos construida con Guadua a. rolliza y su cimentación. La conexión evaluada en esta investigación consistió en una modificación de la conexión usada en los trabajos de Lamus (2008), Lamus y Takeuchi (2009) y Takeuchi et al. (2009), Herrera y Takeuchi (2009) los cuales se enfocaron en evaluar el comportamiento pórticos de guadua resistentes a momentos, dejando de lado el estudio del comportamiento de la conexión entre la columna y su cimentación. Cabe mencionar que se usó como mortero de cemento como material de relleno teniendo en cuenta que es una práctica común en el diseño y la construcción de estructuras en Guadua a., a pesar de que se ha comprobado en varias investigaciones que su uso resulta ineficiente (Flórez, 2003). A continuación se describen la columna, la cimentación y los elementos componentes empleados para la conexión.

2.1 Columna

Las columnas se encuentran compuestas por cuatro culmos con diámetro promedio externo de 110 mm. Los culmos se encuentran unidos entre sí por medio de separadores construidos con la misma Guadua a., los cuales se conectan usando pernos transversales roscados de media pulgada paralelos a las dos direcciones principales en planta (Figura 2).

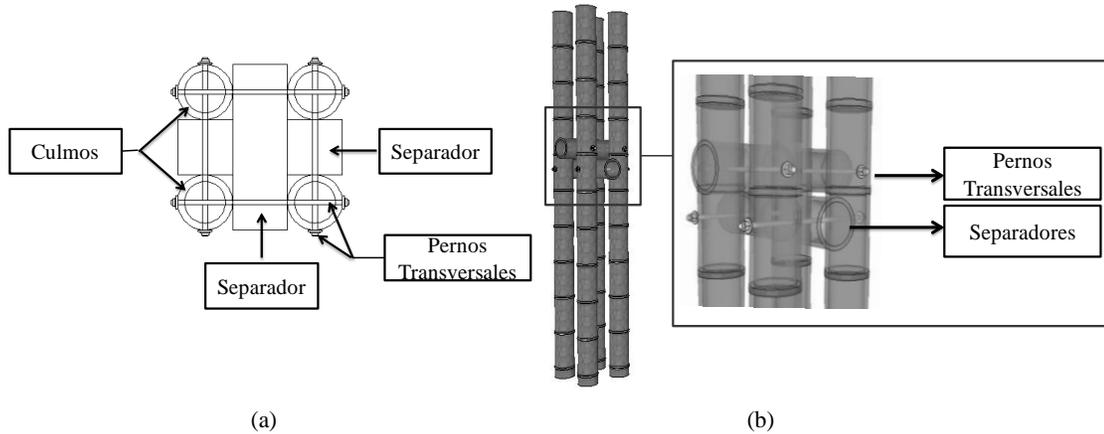
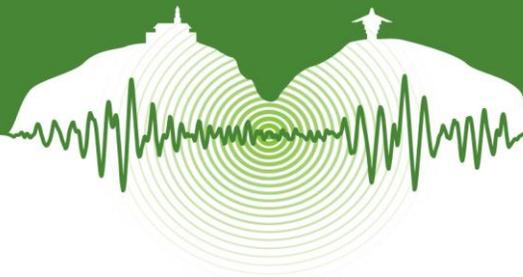


Figura 2: (a) Sección transversal de la columna. (b) Detalle de la columna y de los separadores

2.2 Cimentación

La cimentación corresponde a una zapata con restricciones de giro mediante vigas de centrado. Sobre la zapata se plantea el uso de un pedestal con una sección transversal en forma de cruz (Lamus, 2008), como se aprecia en la Figura 3. A lo largo del pedestal se desarrolla la conexión con el extremo inferior de la columna, mediante un traslapeo con la misma. La longitud del pedestal en forma de cruz es de 0.70 m.

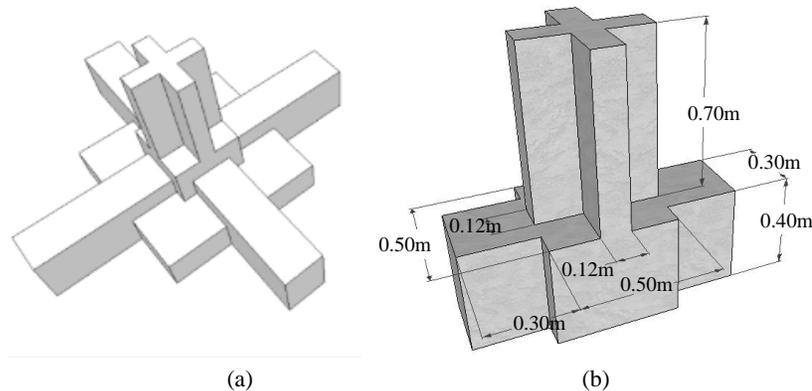


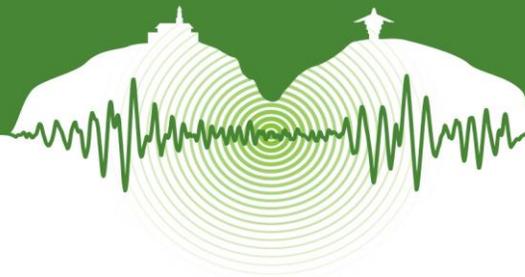
Figura 3: Cimentación. (a) Zapata con restricciones al giro mediante vigas de centrado y con pedestal en forma de cruz. (b) Esquema simplificado de la cimentación compuesta de una viga de centrado y el pedestal en forma de cruz.

2.3 Conexión entre la columna compuesta por cuatro culmos de Guadua a. y el pedestal en forma de cruz

La conexión evaluada se compone de pernos longitudinales (L), pernos transversales (T), relleno de mortero (M) y zuncho metálico (Z). Para determinar la influencia de cada uno de los componentes de la conexión en su comportamiento o respuesta estructural, se llevaron a cabo siete (7) configuraciones en las que se varió la combinación de componentes, tal como puede apreciarse en la Tabla 1.

Tabla 1: Combinación de componentes para cada una de las siete (7) configuraciones evaluadas

COMPONENTE	CONFIGURACIÓN						
	T	TM	TZ	TMZ	LM	LMZ	LTMZ
Pernos longitudinales					•	•	•
Pernos transversales	•	•	•	•			•
Relleno de mortero		•		•	•	•	•
Zuncho metálico			•	•		•	•



Los pernos transversales se ubican paralelos a las dos direcciones principales en planta, en ambos extremos. El relleno de mortero se aplica dentro de los canutos en los setenta centímetros inferiores de cada uno de los cuatro culmos que conforman la columna. Los pernos longitudinales se anclan a la cimentación y se extienden hasta la altura del pedestal en forma de cruz (700 mm), de tal manera que estos quedan embebidos en la matriz de mortero dentro de los culmos. En la zona de la conexión se ajustan cuatro zunchos metálicos alrededor de cada uno de los cuatro culmos. En la Figura 4, se aprecian los componentes de la configuración LTMZ, es decir aquella que cuenta con pernos longitudinales, pernos transversales, relleno de mortero y zuncho metálico.

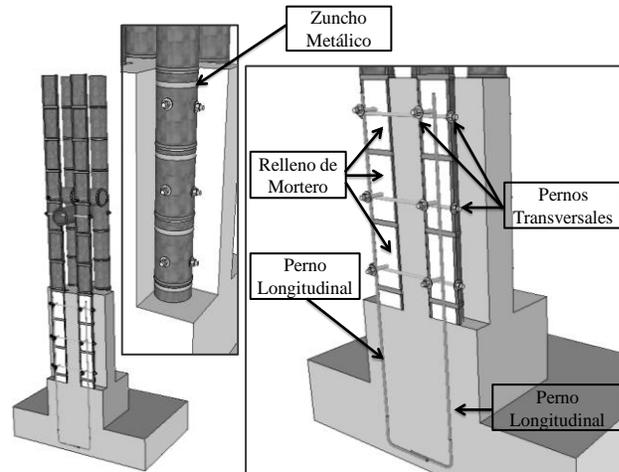


Figura 1: Esquema de la conexión.

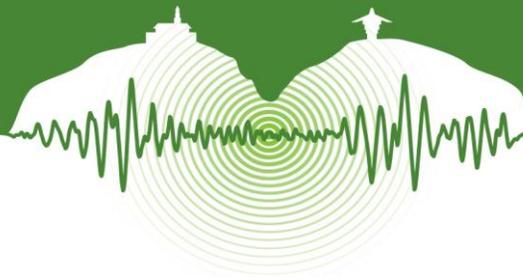
3 MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 Propiedades de los materiales

La Guadua a. que se usó en esta investigación, en el momento de su corte presentaba una edad aproximada de cuatro años. De acuerdo con el proveedor, el material provenía del departamento del Quindío en Colombia. Las columnas fueron ensambladas a partir de tramos de cepa y basa de los culmos. Los diámetros promedio de los culmos usados como parte de las columnas oscilaban alrededor de los 109 mm con una desviación estándar de 7mm.

Tabla 1: Caracterización mecánica de la Guadua a

PROPIEDAD	PROMEDIO [MPa]	DESV. EST. [MPa]	HUMEDAD %
Resistencia a la compresión paralela			
Probetas con nudo	46.70	2.88	13.03
Probetas sin nudo	48.27	4.43	11.30
Total	47.60	3.84	12.17
Resistencia a la compresión perpendicular sin mortero	10.68	3.66	14.27
Resistencia a la compresión perpendicular con mortero			
Probetas sin zuncho	13.55	4.77	
Probetas con zuncho	15.24	6.04	
Resistencia al corte paralelo			
Probetas con nudo	8.48	1.38	14.04
Probetas sin nudo	8.30	1.39	14.38
Total	8.39	1.36	14.21
Resistencia a la tracción paralela			
Probetas con nudo	124.00	33.80	11.77
Probetas sin nudo	164.70	51.03	8.94
Total	144.30	28.79	10.36
Resistencia a la tracción perpendicular	1.08	0.50	11.67



Con el fin de caracterizar la Guadua a. se evaluaron las propiedades mecánicas a partir de ensayos de tracción paralela a la fibra, compresión paralela a la fibra y corte paralelo a la fibra, de acuerdo con las especificaciones de la norma NTC5525 (ICONTEC, 2007). Adicionalmente se realizaron ensayos de tracción perpendicular a la fibra usando una adaptación del montaje propuesto en la Universidad Nacional de Colombia (Pacheco, 2006) y ensayos de compresión perpendicular o compresión radial (Torres, 2006) sin relleno de mortero y con relleno de mortero. Para cada una de las probetas ensayadas se determinó el contenido de humedad en el momento a la falla. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 2.

Para los pernos transversales se usaron varillas roscadas de Acero SAE 1020, con una resistencia a la tracción de 300MPa y $\frac{1}{2}$ " de diámetro, con arandela metálica, tuerca metálica y arandela de Neolite de espesor 4mm, en ambos extremos. El mortero de cemento empleado para rellenar los culmos tenía una relación 1:3 en peso, con una resistencia promedio a la compresión a los 28 días de 19.8MPa y con una resistencia promedio a la tracción indirecta de 2.11MPa. El zuncho metálico empleado en las conexiones tenía una resistencia mínima de 696MPa según los valores reportados por el fabricante (Alleghen & Ludlum, 1998).

3.2 Ensayo de la conexión

Se llevó a cabo un ensayo monotónico y tres ensayos cíclicos por cada una de las siete (7) configuraciones (T, TM, TZ, TMZ, LM, LMZ y LTMZ), por lo que en total fueron evaluados siete especímenes ante cargas monotónicas y 21 especímenes ante cargas cíclicas.

Cada uno de los especímenes fueron ubicados en el marco de carga del laboratorio de materiales y estructuras de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito y las cargas fueron aplicadas mediante un actuador dinámico con un recorrido total de 450mm. La transmisión de carga se realizó por medio de un dispositivo que se conectó a los cuatro culmos que formaban la columna, permitiendo el giro de su parte superior (Figura 5).

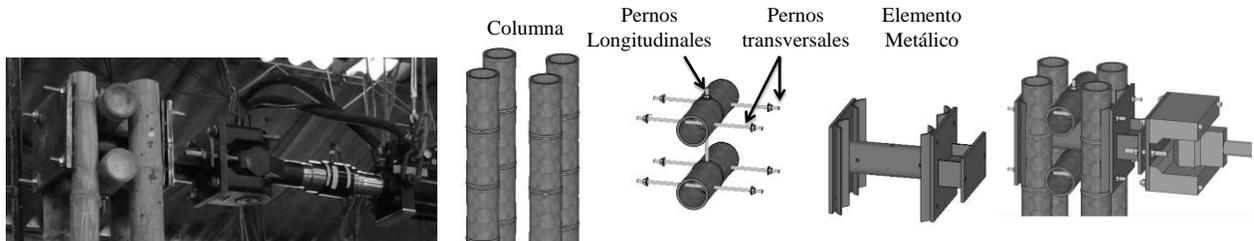


Figura 2: Dispositivo para la conexión de la columna y el actuador dinámico.

En los ensayos monotónicos las probetas se dispusieron garantizando que el actuador dinámico trabajara a tracción con una velocidad de carga de 0.355m/s. Con los resultados obtenidos se definieron los parámetros necesarios para establecer el protocolo de carga de los ensayos cíclicos. Para cada configuración se realizaron tres ensayos cíclicos empleando una adaptación del Protocolo de carga de FEMA461 de Junio de 2007 con una amplitud máxima de 225mm a tracción y a compresión.

Se instalaron dispositivos LVDT (Linear Variable Differential Transformer) con el fin de registrar los desplazamientos en tres puntos de interés para los ensayos monotónicos y cuatro sitios para los ensayos cíclicos (Figura 6).

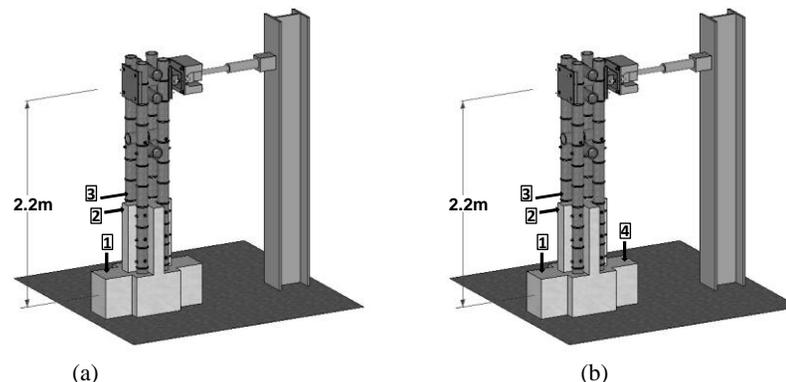


Figura 3: Ubicación de los dispositivos LVDT en (a) ensayos monotónicos y (b) ensayos cíclicos.



4 RESULTADOS

4.1 Mecanismos de falla

Luego de llevar a cabo los ensayos monotónicos y cíclicos se evidenciaron mecanismos de falla tales como aplastamiento por compresión longitudinal; punzonamiento; aplastamiento de los culmos contra el pedestal; tracción diametral debido al efecto de cuña del relleno de mortero y corte paralelo (Figura 7).

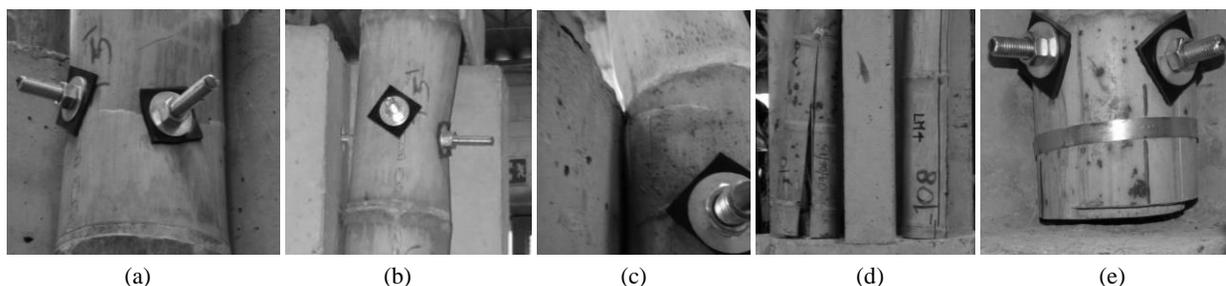


Figura 7: a) Falla por compresión longitudinal, b) Punzonamiento, c) Aplastamiento contra el pedestal, d) Tracción diametral, e) Corte paralelo a la fibra

En la Tabla 3 se puede apreciar el resumen de los mecanismos de falla presentados en cada configuración, donde N corresponde a que el mecanismo no se presenta, SN se presenta el mecanismo de falla y no se controla, mientras que SC significa que se presenta el mecanismo pero si se controla.

Tabla 3: Resumen de los mecanismos de falla encontrados

MECANISMO DE FALLA	ESPECÍMEN						
	T	TZ	TM	TMZ	LM	LMZ	LTMZ
Aplastamiento por compresión longitudinal	SN	SN	SN	SC	N	N	SC
Punzonamiento	SN	SN	SC	SC	N	N	SC
Aplastamiento contra el pedestal	SN	SN	SN	SN	SN	SN	SN
Tracción diametral	N	N	N	N	SN	SC	SC
Tracción diametral debido al efecto de cuña	N	N	N	N	SN	SC	SC
Corte paralelo a la fibra	N	N	SN	SC	N	N	SC

4.2 Resultados de los ensayos

Para cada una de las configuraciones ensayadas ante cargas monotónicas y cargas cíclicas se construyeron dos tipos de curvas: Momento, M , contra giro relativo, ϕ , entre la columna y el pedestal y Momento, M , contra giro relativo, ω , entre la columna y la viga de centrado. De los resultados obtenidos se pudo concluir al comparar las curvas $M - \phi$ y $M - \omega$ que los datos son muy similares, por lo que el análisis de los resultados se realizó en las curvas de momento contra giro relativo entre la columna y la viga de centrado, ω (Figura 8).

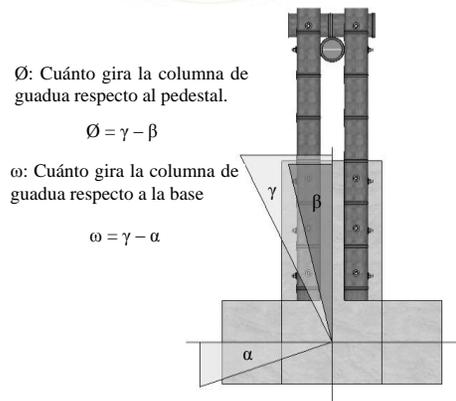
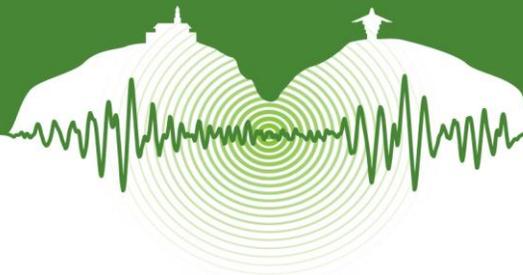


Figura 8: Giros relativos analizados en las curvas

Todas las conexiones de las siete (7) configuraciones se comportaron como rígidas hasta un cierto porcentaje de la resistencia a momento. En la Tabla 4 se presenta un resumen de los valores de resistencia de las conexiones M_F y de los valores en los que se pierde la rigidez en las mismas M_E .

Tabla 4: Comportamiento de las conexiones como rígidas hasta un porcentaje de la resistencia a momento

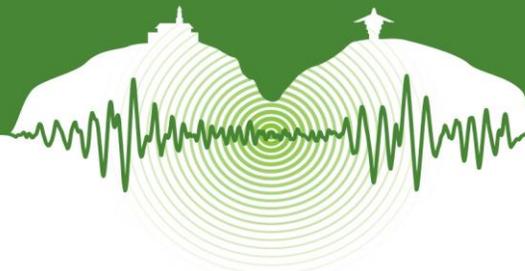
Configuración	M_E (kN/m ²)	M_F (kN/m ²)	% de Resistencia
T	33.84	34.25	98.8%
TM	27.47	34.13	80.5%
TZ	35.05	38.67	90.6%
TMZ	46.48	48.63	95.6%
LM	18.58	13.98	100.0%
LMZ	29.90	27.23	100.0%
LTMZ	38.20	37.96	100.0%

Finalmente, se determinó la energía que se requirió para que cada configuración alcanzara su límite elástico. Este cálculo se llevó a cabo en cada una de las siete configuraciones evaluadas en esta investigación, como el área bajo la curva de Momento contra giro relativo, ω , en el rango elástico, obteniendo los resultados de la Tabla 5.

Tabla 5: Densidad de Energía Elástico. Ensayos Monotónicos

ESPÉCIMEN	Energía (kJ)
LTMZ	0.3556
T	0.3617
TM	0.3754
TZ	0.3139
TMZ	0.4152
LM	0.0953
LMZ	0.4315

Para los ensayos cíclicos se construyeron las curvas de Momento, M , contra giro relativo entre la columna y la viga de centrado, ω , para los tres especímenes de cada una de las siete configuraciones evaluadas (LTMZ, T, TM, TZ, TMZ, LM y LMZ). A partir de los resultados experimentales se obtuvieron las envolventes positiva y negativa y se realizó una aproximación bilineal de las curvas de dichas envolventes. Con la aproximación bilineal se determinó la constante de rigidez secante medida desde el origen hasta el punto donde se presentó la resistencia máxima.



La energía elástica de deformación no se calculó en los ensayos cíclicos debido a que no se logró determinar si cada una de las configuraciones evaluadas alcanzó el límite elástico, ya que en la mayoría de los ensayos no se aprecia una degradación considerable de la rigidez inicial.

En la Figura 12 se presentan las curvas de Momento contra giro relativo, ω , junto con la envolvente positiva y la envolvente negativa del espécimen LTMZ-3.

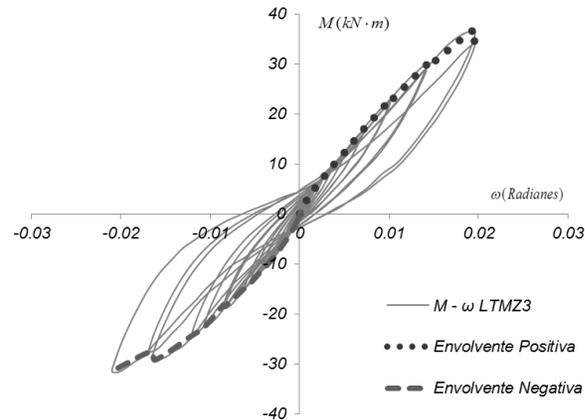


Figura 12: M – ω Configuración LTMZ3.

Este procedimiento se llevó a cabo con cada uno de los especímenes ensayados, para luego determinar las tendencias lineales de las envolventes y calcular la rigidez inicial de cada una de las curvas. En la Tabla 6 se puede apreciar el resumen de los resultados obtenidos.

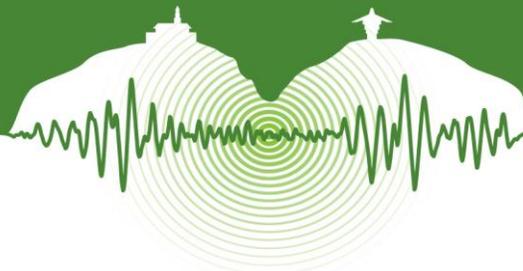
Tabla 6: Resultados de rigidez inicial de todas las configuraciones

ESPÉCIMEN	Tramo Positivo (Tensión)	Tramo Negativo (Compresión)
	Rigidez Inicial (kNm/rad)	Rigidez Inicial (kNm/rad)
T	1763.1	1708.2
TM	2274.4	2174.8
TZ	2133.2	1750.4
TMZ	2313.7	2380.7
LM	1208.8	1153.2
LMZ	1562.9	1459.9
LTMZ	1927.0	1812.1

CONCLUSIONES

Todas las configuraciones de la conexión presentada en esta investigación son capaces de restringir por lo menos parcialmente los giros en la parte inferior de una columna de Guadua Angustifolia, ya que en todos los casos se encontró que la rigidez se degrada únicamente al superar el 80% de la resistencia máxima de la conexión, en el caso más desfavorable. Sin embargo el rango de momentos en el cual la conexión puede desempeñarse como rígida, depende de los componentes que conforman la misma.

El uso de zunchos metálicos en la zona de la conexión, además de mejorar ligeramente la resistencia, proporciona un comportamiento dúctil durante la falla de la conexión.



El uso de pernos longitudinales no aporta resistencia adicional a las conexiones con pernos transversales; por el contrario, la disminuye y causa un comportamiento menos dúctil durante la falla, esto se debe principalmente a que el mortero genera una acción de cuña relacionada con la forma interna del canuto, provocando tracciones circunferenciales en la Guadua a. que propician las fallas por cortante en el elemento.

El uso de mortero únicamente como material de relleno, es decir sin emplear pernos longitudinales para transmitir fuerzas de tracción, mejora levemente la rigidez inicial de los elementos y su resistencia cuando va acompañado de zunchos metálicos. Sin embargo, cuando no se usan zunchos para confinar el canuto, la resistencia del elemento se ve comprometida.

La configuración que presentó la mejor resistencia fue TMZ, sin embargo el comportamiento más dúctil se obtuvo para la conexión TZ, encontrándose que el uso del mortero reduce la ductilidad de la conexión.

Se encontró que la constante de fijación al giro para la conexión evaluada cuando se usan pernos longitudinales, mortero y zuncho (LMZ) es de 2005.0 kN.m/rad, cuando se usan pernos transversales, mortero y zuncho (TMZ) es de 2508.6 kN.m/rad y cuando se usan simultáneamente pernos longitudinales y transversales con mortero y zuncho (LTMZ) es de 2090.3 kN.m/rad, ante cargas monotónicas.

La constante de fijación al giro promedio en los ensayos cíclicos para la configuración con pernos longitudinales, mortero y zuncho (LMZ) es de 1562.9 kNm/rad, para la configuración con pernos transversales, mortero y zuncho (TMZ) es de 2313.7 kN.m/rad y para la configuración con pernos longitudinales y transversales con mortero y zuncho (LTMZ) es de 1926.92 kN.m/rad.

AGRADECIMIENTOS

Se desea agradecer a las directivas y los operarios del laboratorio de materiales y estructuras de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito. De la misma forma, a la Universidad de La Salle por permitir el uso del laboratorio de Estructuras, donde se llevaron a cabo los ensayos de caracterización del material usando la Máquina Universal del programa de Ingeniería Civil. Un agradecimiento especial para Jenny Pira, David Granada, Sebastián Martínez y Diana Parra, estudiantes de pregrado del Programa de Ingeniería Civil de la Universidad de La Salle, quienes contribuyeron tanto en la elaboración de las probetas como durante los ensayos de las mismas y en los ensayos de caracterización.

REFERENCIAS

- AIS. 2010. *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente - NSR-10*, Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, Colombia.
- Cruz, H. 2009. *Bambú - Guadua: Guadua angustifolia Kunth. Bosques Naturales en Colombia y Plantaciones Comerciales en México*. Pereira, Risaralda, Colombia.
- Flórez, E. 2003. Uniones a tensión en guadua con mortero y varilla, comportamiento de uniones con uso de expansivo en el mortero. Trabajo de grado, Universidad Nacional de Colombia.
- Herrera, J. y Takeuchi, C. 2009. Comportamiento de pórticos en Guadua angustifolia, rigidizados mediante paneles prefabricados en bahareque. *Ingeniería e investigación*, Vol 29, N° 3.
- ICONTEC. 2007. *Norma Técnica Colombiana 5525 - Métodos de Ensayo para Determinar las Propiedades Físicas y Mecánicas de la Guadua Angustifolia Kunth*.
- Lamus, F. 2008. *Calificación de una conexión viga-columna resistente a momento en Guadua Angustifolia*. Tesis de Maestría, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá.
- Lamus, F. y Takeuchi, C. 2009. Determinación de la rigidez de un tipo de conexión viga – columna en guadua Angustifolia. *Revista Épsilon, Universidad de La Salle*, Vol 13, pp. 193.
- Lamus, F., Urazan, C., y Uribe, S. 2013. Construcción de edificaciones en Bambú (Guadua Angustifolia). *Revista Ingeniería Civil Sostenible*, Vol 2, N° 3.
- Pacheco, C. 2006. Resistencia a la Tracción Perpendicular a la Fibra de la Guadua Angustifolia. *Trabajo de Grado, Universidad Nacional de Colombia*. Bogotá.
- Takeuchi, C. et al. 2009. *Experimental and analytical study of Guadua Angustifolia Kunth Frames, Memorias, Second International Conference on Modern Bamboo structures, Minagricultura – IMBAR, Uniandes*, Bogotá.
- Torres, L. 2005. Modelo anisótropo de elementos finitos para el análisis mecánico del bambú y su verificación experimental. Trabajo de Grado, Universidad del Valle. Colombia.



Modelo analítico para la estimación de la respuesta histerética de muros delgados de concreto reforzado

Analytical model for predicting the hysteretic response of thin RC walls

Carlos Naranjo^{1*}, Johannio Marulanda², Carlos Madera S.³

¹Estudiante de maestría, Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, Universidad del Valle, Cali, Colombia

²Profesor, Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, Universidad del Valle, Cali, Colombia

³Profesor, Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, Universidad del Valle, Cali, Colombia

RESUMEN

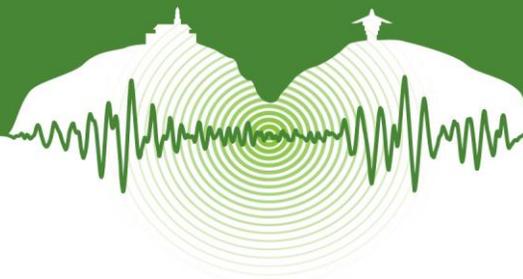
En este artículo se presenta la aplicación de un modelo analítico para la estimación de la respuesta histerética de muros delgados de concreto reforzado mediante la utilización del método de los elementos finitos. Los sistemas estructurales de muros estructurales delgados de concreto reforzado son cada vez más populares en algunos países latinoamericanos, debido a su eficiencia constructiva y bajo costo de producción. Este modelo permite estimar el máximo desplazamiento lateral, la capacidad resistente del muro y la capacidad de disipación de energía ante carga lateral cíclica aplicada en la dirección paralela a su plano. Esta información puede ser usada en la implementación de procedimientos de diseño sísmico basado en desempeño y podría contribuir al mejoramiento de los actuales procedimientos de diseño para muros delgados de concreto. El modelo propuesto fue validado mediante la comparación con resultados obtenidos experimentalmente de dos muros a escala real ensayados en el marco de reacción del Laboratorio de Pruebas y Homologaciones MAP-H de la Universidad del Valle, en Cali-Colombia. Los muros tenían características representativas de la práctica constructiva colombiana en regiones de sismicidad intermedia y alta. Los resultados de esta investigación hacen parte del proyecto denominado "Evaluación Experimental del desempeño sísmico de muros delgados de concreto reforzado", financiado por la Universidad del valle y ejecutado por el grupo de Investigaciones G7. Los resultados del modelo analítico propuesto tienen buena correlación con los resultados experimentales, haciendo de este una buena herramienta para estimar el tipo de daño, las deformaciones esperadas y la capacidad de disipación de energía de los muros ante cargas cíclicas.

ABSTRACT

This article describes the application of an analytical model for estimating the seismic response of thin reinforced concrete structural walls, by using the finite element method. The structural systems composed of thin reinforced concrete structural walls are becoming quite popular in some Latin American countries, due to the efficiency in their construction and low production costs. This model allows the estimation of the maximum lateral displacement, maximum strength and the energy dissipation capacity of the wall due to cyclic lateral loads applied parallel to the wall. This information can be used in the implementation of performance-based design procedures and could contribute to the improvement of current design procedures for thin concrete walls. The proposed model was validated by comparing its results with the experimental response of two walls tested at the Testing and Certification Laboratory, MAP-H, of the Universidad del Valle, Cali-Colombia. The specimens were representative of walls commonly built in regions of intermediate and high seismicity in Colombia. The results of this research are part of the project "Experimental evaluation of seismic performance of thin reinforced concrete walls", financed by Universidad del Valle and undertaken by the G7 Research Group. The results of the proposed analytical model are in good agreement with the experimental results, making this an attractive tool for estimating ultimate shear and flexural strengths, and expected deformations in thin reinforced concrete structural walls under seismic actions.

Keywords: thin concrete walls, reinforced concrete, seismic response, analytical model.

* naranjo.carlos@correounivalle.edu.co



1 INTRODUCCIÓN

Los muros estructurales de concreto reforzado juegan un importante papel como parte del sistema principal de resistencia ante fuerzas laterales en edificaciones y han cobrado especial relevancia en zonas que tienen niveles de demanda sísmica importante. Debido a su gran importancia se hace necesario el desarrollo de apropiados modelos analíticos para estimar su comportamiento elástico e inelástico. Además, el desarrollo de procedimientos de análisis inelástico de muros no se ha desarrollado tanto como el de elementos prismáticos de pórtico, por lo que se hace necesario investigar más para incorporar dichos procedimientos en las prácticas de la Ingeniería.

En Colombia y algunos países latinoamericanos se ha popularizado el uso de sistemas de muros estructurales delgados, con espesores que fluctúan entre los 80 mm y los 150 mm. Por esta razón, una adecuada modelación de estos muros es muy importante para determinar su comportamiento ante cargas cíclicas para su empleo en el análisis y diseño de edificaciones.

Debido a la escasa información experimental acerca del comportamiento de muros de concreto reforzado delgados, es pertinente investigar al respecto para poder estimar su comportamiento durante eventos sísmicos.

Desde el año 2014 se viene adelantando un proyecto denominado “Evaluación Experimental del desempeño sísmico de muros delgados de concreto reforzado” por parte del grupo de Investigaciones G7 de la Universidad del Valle, en el que se han ensayado muros delgados de concreto reforzado en el marco de reacción del Laboratorio de Pruebas y Homologaciones MAP-H de la misma Universidad, sometidos a un régimen de cargas cíclicas para determinar su comportamiento en términos de capacidad de deformación, resistencia y capacidad de disipación de energía.

En el presente artículo se propone un procedimiento analítico para determinar la respuesta ante cargas cíclicas de un muro delgado de concreto reforzado basado en el método de los elementos finitos, que tiene en cuenta las características inelásticas de sus materiales constitutivos con un enfoque de plasticidad distribuida.

Los resultados obtenidos de dos de los muros ensayados en dicho proyecto, se emplearon para validar el procedimiento metodológico propuesto en el presente artículo.

2 DESCRIPCIÓN DEL MODELO ANALÍTICO

El modelo empleado para el procedimiento analítico propuesto se basa en su representación a través de elementos finitos planos, que a su vez están regidos por un modelo de plasticidad distribuida que permite tener en cuenta de forma explícita la fisuración del concreto, por ser parte de las leyes constitutivas que rigen este material desde su definición, además no requiere de la calibración de parámetros empíricos de respuesta a partir de la respuesta real o ideal de un elemento de pórtico bajo cargas ideales.

El análisis se realizó con el programa de análisis SeismoStruct V7.0 (Seismosoft, 2014) que tiene una amplia variedad de opciones enfocadas principalmente al análisis inelástico de estructuras.

2.1 Modelos analizados

Se realizó el análisis a dos muros con las mismas dimensiones pero con diferente configuración y tipo de refuerzo. Un muro estaba reforzado con acero convencional, consistente en barras de acero dúctil y el otro con malla electrosoldada, cuyo acero tiene menor ductilidad. La altura de los muros era de 2400 mm, su longitud de 1200 mm y su espesor de 100 mm, lo que corresponde a una relación h_w/l_w de 2. El muro se consideró empotrado en su base y libre en la parte superior y se sometieron simultáneamente a un régimen de deformaciones cíclicas horizontales y a un régimen de cargas verticales correspondientes a los momentos y carga axial transmitidos por el equivalente a siete pisos en su parte superior. La definición del refuerzo en los muros se muestra en las Figuras 1 y 2.

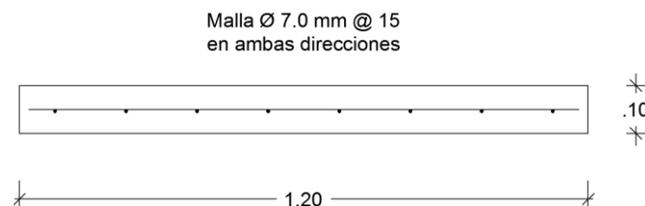


Figura 1: Definición del refuerzo en el Muro 1

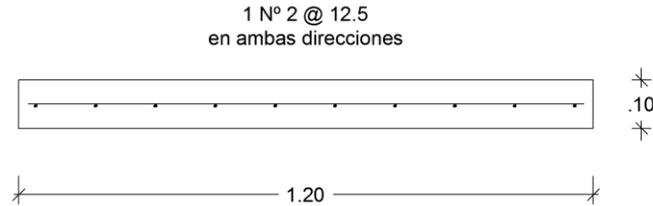
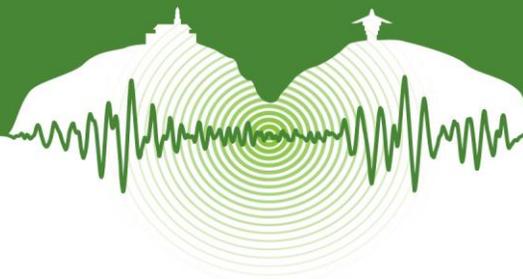


Figura 2: Definición del refuerzo en el Muro 2.

2.2 Materiales

Las leyes constitutivas del acero de refuerzo obedecen al modelo propuesto por Menegotto-Pinto (Menegotto & Pinto, 1973), apropiado para estructuras de concreto reforzado con historiales de carga complejos, en los cuales puedan ocurrir inversiones de carga significativas. El concreto sigue la relación constitutiva propuesta por Mander et al. (Mander, Priestley, & Park, 1988) que tiene en cuenta el confinamiento aportado por el refuerzo transversal y donde se supone una presión de confinamiento constante a lo largo de todo el rango de esfuerzos y deformaciones, y las leyes cíclicas propuestas por Martínez-Rueda and Elnashai (Martínez-rueda & Elnashai, 1997). La resistencia del concreto usada en los modelos fue de 21 MPa, la del acero de refuerzo convencional fue de 420 MPa y la del refuerzo electrosoldado 485 MPa; valores comúnmente empleados en Colombia.

2.3 Clase de elementos

El tipo de elemento usado para el análisis de los muros corresponde a un elemento inelástico de pórtico cuyo equilibrio está basado en fuerzas y momentos. Este elemento permite modelar miembros de pórticos espaciales con no linealidades geométricas y de los materiales. Esta clase de elemento permite subdividir la sección transversal del elemento en una serie de fibras individuales que obedecen a las leyes constitutivas del material que les corresponde. El estado esfuerzo-deformación se obtiene al integrar la respuesta uniaxial de cada una de las fibras que conforman la sección transversal, de forma que se tiene en cuenta la propagación de la inelasticidad a lo largo de la longitud del miembro. A su vez el elemento se dividió en cuatro secciones de integración en su altura y su sección transversal se dividió en cuatrocientos elementos finitos triangulares. Esto se esquematiza en la Figura 3.

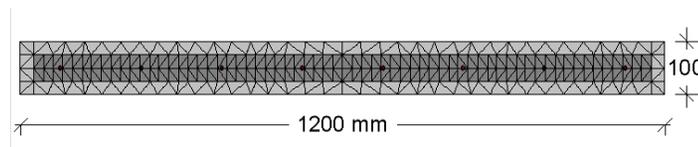


Figura 3: Discretización de la sección transversal

2.4 Regímenes de carga

Los muros fueron sujetos a un régimen de desplazamientos horizontal lento en su parte superior que variaba desde 0.125% hasta el 4% de su altura. Previamente, se aplicó una carga vertical de 280 kN de forma permanente, correspondiente a fuerzas gravitacionales que representa aproximadamente el 12% de la máxima capacidad del muro a compresión. En la Figura 4 se esquematiza el régimen de desplazamientos horizontales empleado.

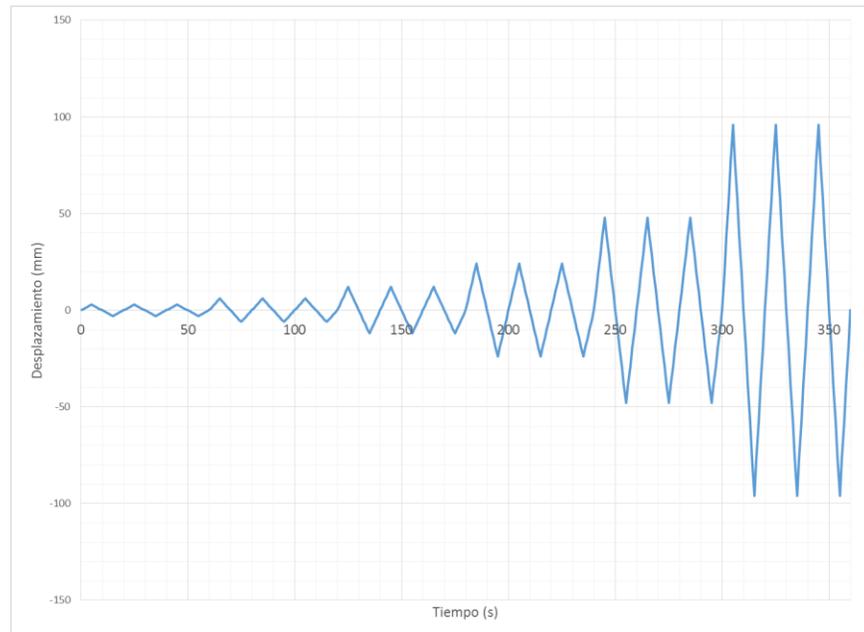
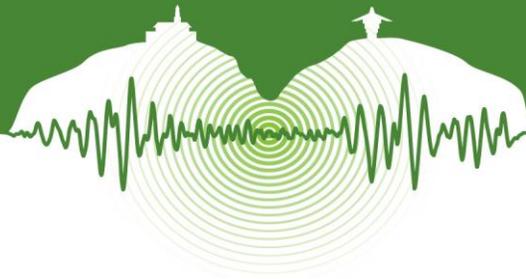


Figura 4: Régimen de desplazamientos horizontales.

3 RESULTADOS

3.1 Respuesta histerética

Basado en los resultados de los dos modelos analizados, se obtuvieron las respuestas inelásticas indicadas en la *Figura 5*, en la que se puede apreciar el desplazamiento en la parte superior de los muros analizados versus la cortante basal. La respuesta histerética se representó gráficamente hasta el valor en el que el concreto en los extremos de la longitud del muro alcanzó su deformación de aplastamiento.

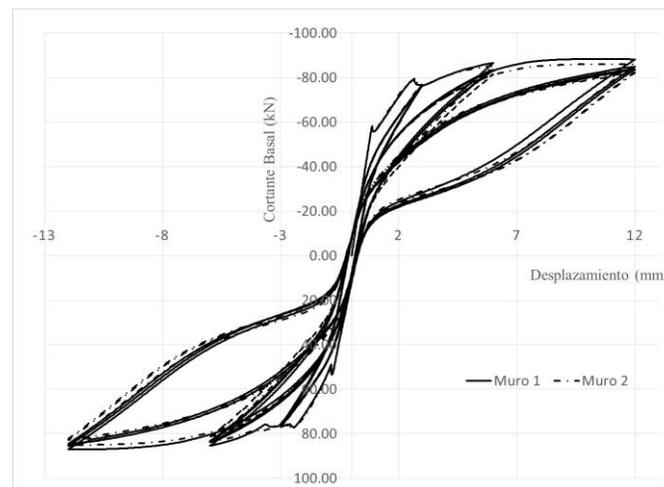


Figura 5: Comparación entre las respuestas histeréticas de los muros analizados.



3.2 Interpretación de los resultados

Los resultados de las respuestas histeréticas de los muros permiten evidenciar que a pesar de que los muros tenían diferentes tipos de refuerzo, su respuesta inelástica es muy similar, tanto en términos de resistencia y desplazamiento máximos obtenidos como en energía disipada.

CONCLUSIONES

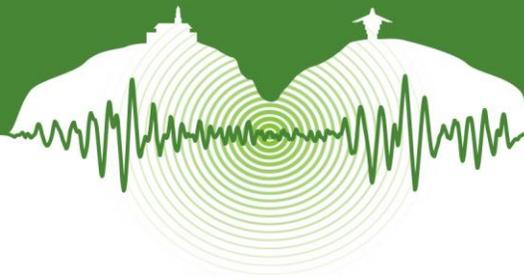
- El análisis empleado para la determinación de la respuesta inelástica de los dos muros evaluados tuvo en cuenta cargas cíclicas aplicadas de forma lenta. Es necesario realizar investigación experimental que permita determinar la respuesta de este tipo de elementos estructurales ante acciones con mayores velocidades de aplicación que pudieran generar incluso fallas por impacto.
- A los muros analizados se les asignó una carga axial baja, aproximadamente del 12% de su capacidad, sin embargo es necesario desarrollar más investigaciones a muros con cargas axiales altas, que pudieran inducir fallas súbitas al disminuir su ductilidad.
- La respuesta inelástica de muros delgados esbeltos con falla primordialmente a flexión no es muy sensible al tipo de refuerzo, ya sea que se use malla electrosoldada o refuerzo convencional.
- Para relaciones h_w/l_w menores a 2, es necesario considerar la potencial susceptibilidad a una falla por cortante, lo que cambiaría por completo el tipo de respuesta inelástica.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento en general al personal de la Universidad del Valle que apoyó de forma incondicional el desarrollo de este proyecto, tanto con su disposición para solucionar inquietudes, como con sus invaluables sugerencias.

REFERENCIAS

- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R. 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering New York*. Vol 114, N° 8, pp. 1804-1826. Retrieved from <http://www.scopus.com/inward/record.url?eid=2-s2.0-0024065683&partnerID=40&md5=96c0c459026420ac44924ae6cd655c54>
- Martínez-rueda, E., and Elnashai, a S. 1997. Confined concrete model under cyclic load. *Materials and Structures*, Vol 30 (April), pp. 139-147. doi:10.1007/BF02486385
- Menegotto, M. and Pinto, P. E. 1973. Method of Analysis for Cyclically Loaded R. C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending. *Proceedings of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Loads*, pp. 15-22.
- Seismosoft. 2014. SeismoStruct v7.0 - A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures. Available from <http://www.seismosoft.com>.



Simulación Híbrida de Tiempo Real para la Implementación de un Amortiguador de Masa Sintonizado

Real-Time Hybrid Simulation for a Tuned Mass Damper Implementation

Carlos Riascos¹, Peter Thomson², Shirley Dyke³

¹*Candidato a Doctor, Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, Universidad del Valle, Cali, Colombia.*

²*Profesor Titular, Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, Universidad del Valle, Cali, Colombia.*

³*Professor, School of Mechanical Engineering, Purdue University, West Lafayette, IN 47907, USA*

RESUMEN

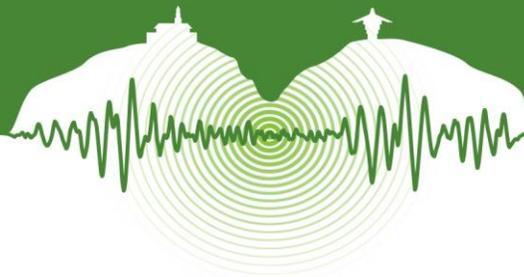
Una simulación híbrida de tiempo real (SHTR) es una técnica moderna con interfaz física y cibernética que se usa para la evaluación experimental de sistemas complejos, la cual clasifica como subestructura numérica a los componentes predecibles y como subestructura experimental a los componentes difíciles de modelar. Por lo tanto es un método atractivo para evaluar la respuesta de estructuras civiles ante cargas sísmicas, eólicas y antrópicas. En este artículo se muestra la respuesta de un pórtico a cortante controlado por un amortiguador de masa sintonizado (TMD) y sometido a una excitación en la base. El TMD pasivo obtuvo en la estructura principal reducciones del 75% y 60% para las aceleraciones pico y RMS, respectivamente, en comparación con la estructura sin control. Adicionalmente una SHTR fue implementada usando la misma configuración, pero la estructura principal fue modelada como un sistema de segundo orden a través de una función de transferencia. Sin embargo el TMD fue evaluado sobre una mesa sísmica que reprodujo el desplazamiento de la estructura virtual. La fuerza inducida por el TMD a la estructura virtual se determinó en función de la aceleración total de este amortiguador. Para esta SHTR, el TMD alcanzó reducciones de la aceleración pico y RMS de 54% y 56%, lo cual indicó una buena correspondencia con la estructura controlada físicamente. Por otro lado, algunas medidas actuales para la evaluación de SHTR fueron usadas con el fin de cuantificar el desempeño obtenido en esta simulación. Dicha evaluación mostró una amplitud generalizada de 1.009 y un tiempo de retraso de 2 milisegundos entre el desplazamiento deseado y el medido en la mesa sísmica, además fue identificado un error de energía de 0.0881 J usando la fuerza medida. Estos parámetros mencionados indican un alto nivel de precisión en la SHTR.

Palabras clave: control estructural, simulación híbrida de tiempo real, amortiguador de masa sintonizado e indicador de seguimiento.

ABSTRACT

Real-time hybrid simulation (RTHS) is a modern cyber-physical technique used for the experimental evaluation of complex systems, which treats the components with predictable behavior of the system as numerical substructure and the components that are difficult to model as experimental substructure. Therefore it is an attractive method for evaluation of the response of civil structures under earthquake, wind and anthropic loads. In this paper, the response of one-story shear frame controlled by a tuned mass damper (TMD) and subject to base excitation is considered. The passive TMD achieved 75% and 60% for peak and RMS acceleration reductions of the main structure, respectively, in comparison with the structure without control. In addition, a RTHS was implemented with the main structure modeled as a second order system through a transfer function and the TMD evaluated on a shake table that reproduced the displacement of the virtual structure. The force induced by the TMD to the virtual structure was function of the total acceleration of this damper. For this RTHS, the TMD produced peak and RMS acceleration reductions of 54% and 56%, which corresponds with the physically controlled structure. Current assessment measures for RTHS were used to quantify the performance in this simulation. That evaluation showed generalized amplitude of 1.009 and equivalent time delay of 2 milliseconds between the target and measured displacement of the shake table, moreover an energy error of 0.0881 J was identified using the measured force. These mentioned parameters indicate high accuracy level of the RTHS implemented in this research.

Keywords: structural control, real-time hybrid simulation, tuned mass damper and tracking indicator.



1 INTRODUCCIÓN

La simulación híbrida de tiempo real (SHTR) es una técnica moderna con un enfoque físico y cibernético a la vez, usada para la evaluación experimental de sistemas complejos. Esta simulación considera las partes del sistema con comportamiento predecible como subestructura numérica y los componentes difíciles de modelar como subestructura experimental (Mosqueda, Stojadinovic, & Mahin, 2006), (Mosqueda, Stojadinovic, & Mahin, 2007), (Maghareh, Ozdagli, & Dyke, 2014). Por lo cual las SHTR permiten a los investigadores concentrarse en las partes críticas de la estructura con una inversión eficiente de los recursos (Qian, Ou, Maghareh, & Dyke, 2014).

En algunas aplicaciones de SHTR se han evaluado estructuras con amortiguadores magnetoreológicos (Carrion, Spencer Jr, & Phillips, 2009), estructuras con amortiguadores de líquido sintonizado (TLD) (Ashasi-Sorkhabi, Malekghasemi, & Mercan, 2013) y también partes específicas de una misma estructura con múltiples grados de libertad (M-GDL) (Maghareh, Ozdagli, & Dyke, 2014). En este artículo se describe la implementación de un amortiguador de masa sintonizado (TMD), no lineal, en una estructura a escala reducida. Dicha implementación se realizó con un enfoque completamente experimental y con una simulación híbrida de tiempo real, en la cual la estructura principal fue considerada como el sistema numérico y el TMD como la subestructura experimental.

2 ESTRUCTURA PRINCIPAL

La estructura principal consta de dos placas de acrílico de $310 \times 108 \times 13 \text{ mm}^3$, interconectadas por dos láminas de acero de $108 \times 502 \times 2 \text{ mm}^3$, como se observa en la Figura 1. Esta estructura fue modelada como un sistema de un grado de libertad (GDL) a través de una ecuación diferencial ordinaria (EDO) de segundo orden, Ec. (1), donde m , c y k son la masa, amortiguamiento y rigidez de la estructura, respectivamente.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = F(t) \quad (1)$$

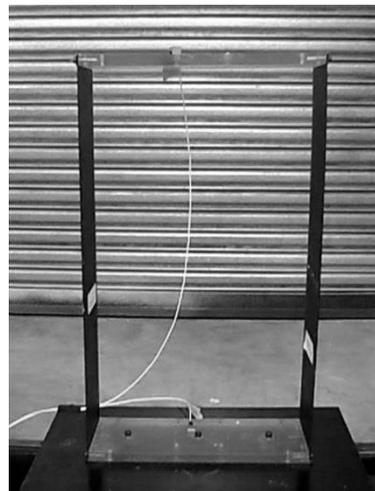


Figura 1: Estructura Principal.

Las propiedades dinámicas de la estructura principal se determinaron a través de un ensayo de vibración forzada, donde la respuesta de la estructura y la fuerza aplicada se muestran en las partes (a) y (b) de la Figura 2, respectivamente. La frecuencia natural se identificó como la frecuencia con mayor amplitud de la función de transferencia que se muestra en la parte (c) de la Figura 2 y la razón de amortiguamiento se calculó usando el método de ancho de banda (Chopra, 1995). Dicha función de transferencia se obtuvo empleando el comando *tfestimate* de Matlab con 8 ventanas, un traslape del 50% y un número de puntos de la transformada rápida de Fourier (NFFT) igual a la longitud de la señal. La masa de la estructura, junto con la frecuencia natural y razón de amortiguamiento se muestran en la Tabla 1.

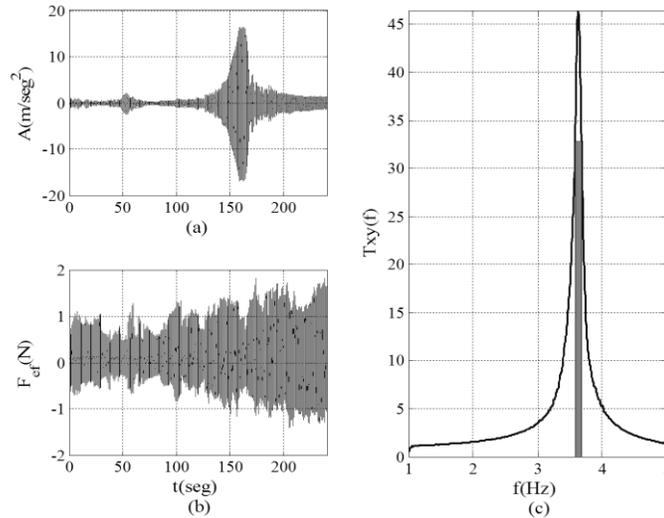
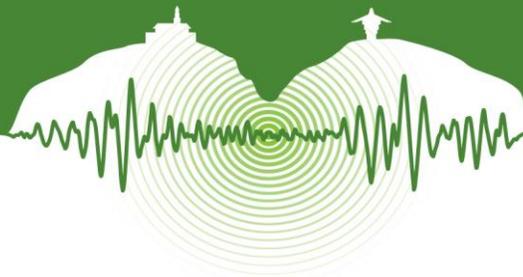


Figura 2: Vibración Forzada.

Tabla 1: Propiedades Dinámicas de la Estructura Principal

$m(Kg)$	$fn(Hz)$	$\zeta(\%)$
0.86	3.63	1.35

El modelo numérico de la estructura principal Ec. (1), se desarrolló empleando un ajuste por mínimos cuadrados de la función de transferencia calculada experimentalmente. Esto se logró a través del comando *tffit* desarrollado en la Escuela de Ingeniería Civil y Geomática de la Universidad del Valle. El modelo numérico presentó un ajuste del 82% con respecto a la respuesta experimental, como se muestra en las partes (a) y (b) de la Figura 3. La similitud entre la respuesta en frecuencia del modelo y la estructura se puede observar en la parte (c) de la Figura 3.

$$G(s) = \frac{A(s)}{F(s)} = \frac{-589.1}{s^2 + 0.4666 s + 523.4} \quad (2)$$

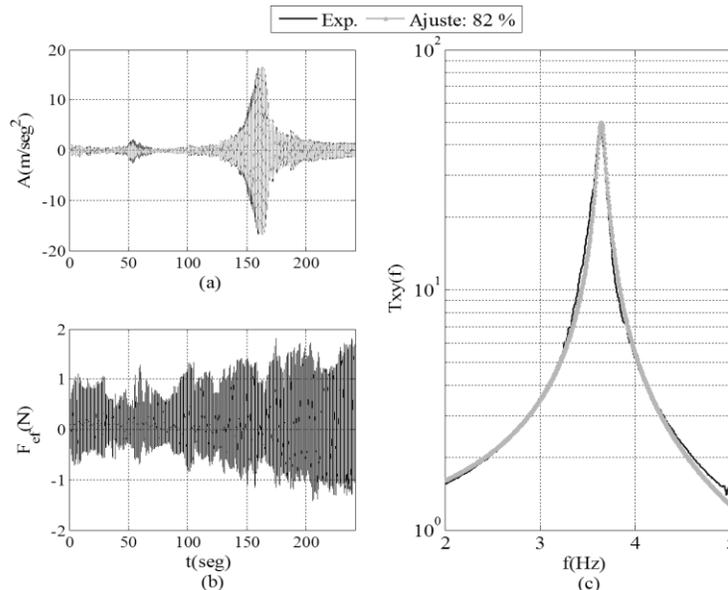
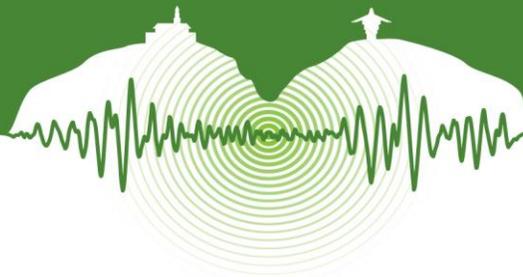


Figura 3: Modeló Numérico de la Estructura Principal.



3 AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADO (TMD)

Un amortiguador de masa sintonizado (TMD) es un dispositivo compuesto por una masa, resorte y amortiguador que se instala en una estructura para reducir su respuesta dinámica (Connor, 2003). El TMD descrito en este artículo fue predimensionado usando un 10% de razón de masas y las ecuaciones de Den Hartog (1956) y Brock (1946) para determinar las razones óptimas de frecuencia y amortiguamiento (Soong & Dargush, 1997), respectivamente, Ecs. 3-4.

$$\gamma_{opt} = \frac{1}{1 + \mu} = 90.9\% \quad (3)$$

$$\zeta_{opt} = \sqrt{\frac{3}{8} \left(\frac{\mu}{1 + \mu} \right)} = 18.5\% \quad (4)$$

La rigidez del TMD descrito en este artículo fue proporcionada por una columna de bronce, la mayor parte de su masa fue aportada por dos ángulos de acero de 1/2", que se instalaron en la parte superior de la barra, y la disipación se logró a través de un amortiguador de aire de alta precisión, como se observa en la Figura 4. En la construcción del TMD se obtuvieron propiedades dinámicas cercanas a las halladas previamente a través del diseño.

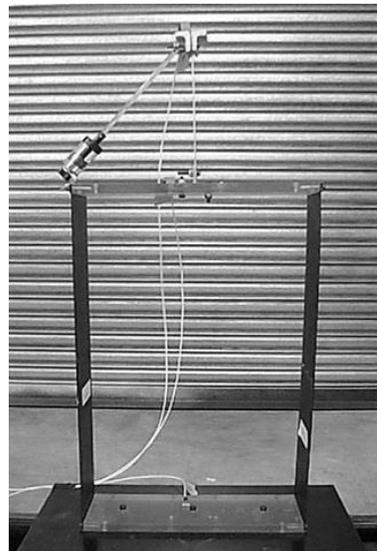


Figura 4: Sistema Experimental TMD-Estructura.

4 SHTR PARA UN SISTEMA TMD-ESTRUCTURA

Se realizó una SHTR para evaluar la respuesta de una estructura a escala controlada por un TMD, donde dicha estructura fue considerada como la subestructura numérica y el TMD como subestructura experimental. La transición entre la subestructura numérica y la experimental se realizó a través de una mesa vibratoria, la cual replicó el desplazamiento total de la subestructura numérica, para transmitir dicho desplazamiento a la subestructura experimental (TMD). La transición entre la subestructura experimental y la numérica o retroalimentación se realizó estimando la fuerza inducida por el TMD, a partir de la aceleración medida en su masa, como lo muestra la Figura 5. Toda la simulación híbrida, incluyendo el modelo de la subestructura numérica, el cálculo del desplazamiento de referencia para la mesa vibratoria y la adquisición de la aceleración en el TMD se implementó en *Simulink*, y se ejecutó en tiempo real utilizando una tarjeta xPC de *Mathwork* (Maghareh, Ozdagli, & Dyke, 2014).

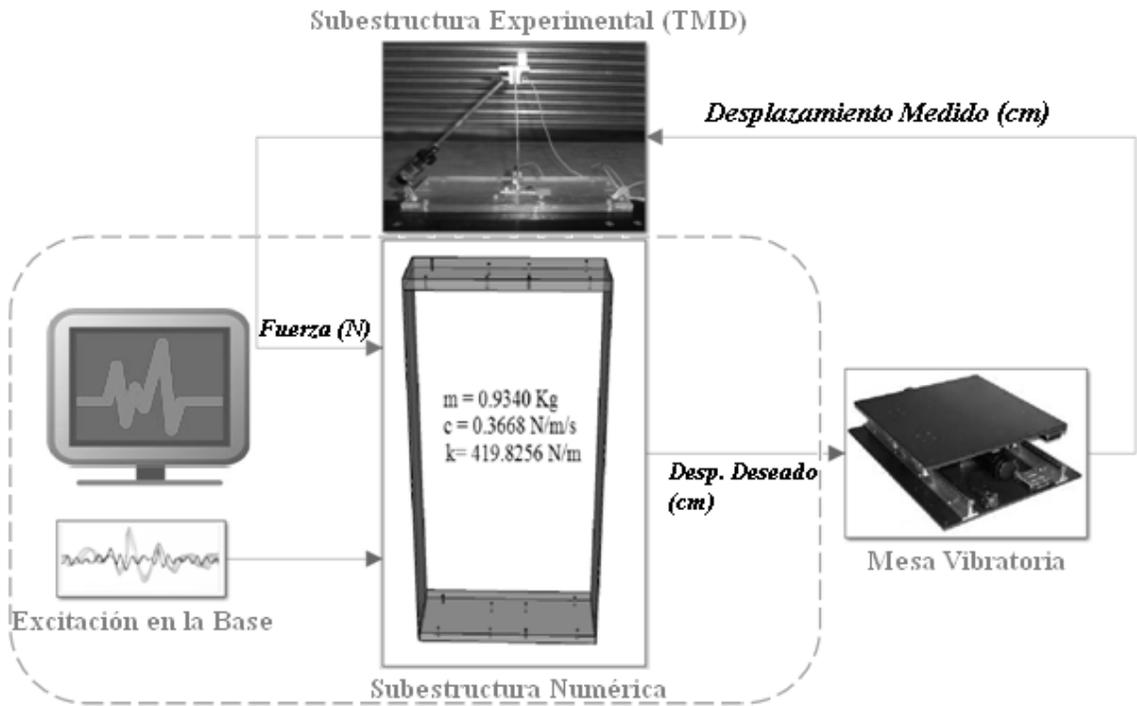
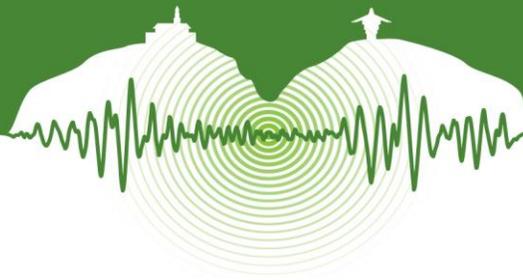


Figura 5: Simulación Híbrida del Sistema TMD-Estructura.

El TMD logró una reducción de la aceleración máxima y RMS del 75% y 60%, en la estructura física, con respecto a la estructura sin control. Mientras que, en el ensayo híbrido, el TMD logró una reducción de la aceleración máxima y RMS del 45% y 56% en la subestructura numérica, con respecto a la estructura física sin control, como se observa en la Figura 6.

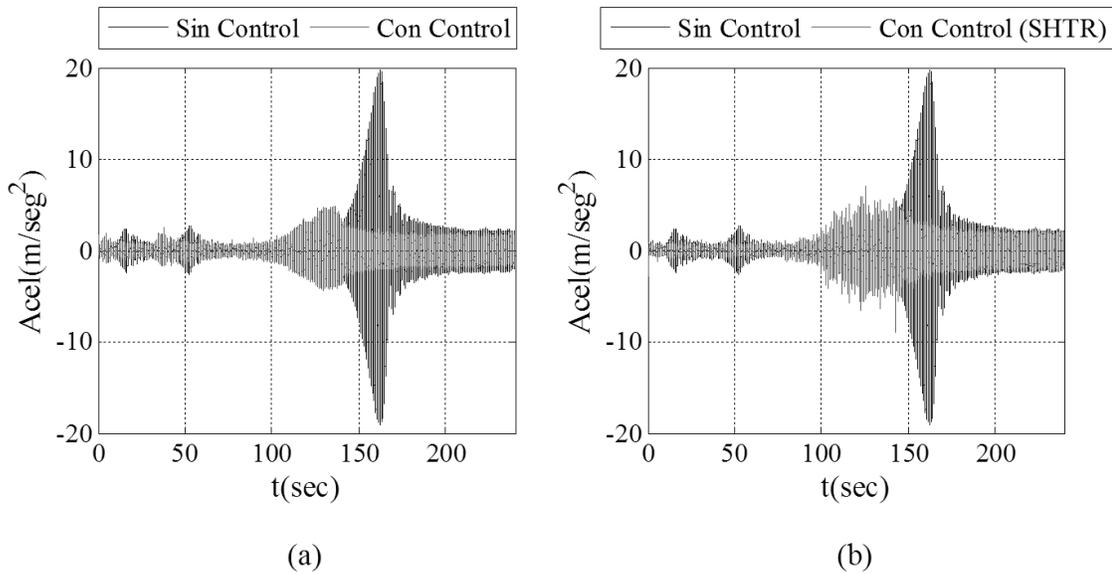


Figura 6. Comparación de la SHTR.



5 PARÁMETROS DE EVALUACIÓN PARA SIMULACIONES HÍBRIDAS DE TIEMPO REAL

La diferencia inherente entre la subestructura numérica y la parte predecible del sistema total, el ruido que caracteriza la retroalimentación desde la subestructura experimental hasta la numérica y la dinámica del actuador que replica el comportamiento de la subestructura numérica incluyen posibles causas de error entre los resultados de la simulación híbrida y los del sistema completamente experimental. No obstante, al minimizar dichos errores se pueden alcanzar altos niveles de precisión para representar sistemas complejos, que cada vez son más comunes en la ingeniería.

El índice de evaluación de frecuencia o FEI, por sus siglas en inglés, es uno de los parámetros actuales de evaluación de ensayos híbridos (Christenson et al., 2014). Este parámetro compara la transformada rápida de Fourier (FFT) de la señal deseada (y_c) con la de la señal medida (y_m) en el actuador, Ec. (5). Para el cálculo del retraso en el tiempo o *delay*, Guo y otros investigadores (2014) proponen calcular una frecuencia equivalente (f^{eq}), si la señal deseada (x_c) presenta más de una frecuencia dominante, como se observa en la Ec. (6). Donde, el *delay* se estima como el valor opuesto del argumento del FEI sobre la frecuencia angular equivalente, Ec. (9). Otro parámetro es la amplitud generalizada (A_0), la cual permite calcular la correspondencia en amplitud entre las señales deseada y medida, y se calcula como la magnitud del FEI, Ec. (7), siendo este un número complejo. Los parámetros de evaluación para la simulación híbrida de tiempo real descrita en este artículo se muestran en la Tabla 2.

$$FEI = \sum_{j=1}^N \left\{ \frac{y_m(j)}{y_c(j)} \cdot \frac{\|y_c(j)\|^l}{\sum_{i=1}^p \|y_c(j)\|^l} \right\} \quad (5)$$

$$f^{eq} = \frac{\sum_{j=1}^N \{\|y_c(j)\|^l \cdot f_j\}}{\sum_{j=1}^N \|y_c(j)\|^l} \quad (6)$$

$$A_0 = \|FEI\| \quad (7)$$

$$\phi = \arctan[\text{Im}(FEI)/\text{Re}(FEI)] \quad (8)$$

$$\delta = -\frac{\phi}{2\pi f^{eq}} \quad (9)$$

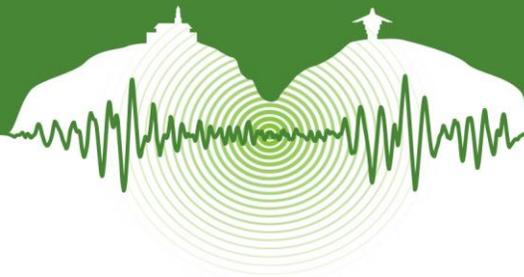
Tabla 2: Propiedades Dinámicas de la Estructura Principal

FEI	$f^{eq}(Hz)$	A_0	ϕ (°)	$\delta(ms)$
$1.0083 + 0.0367 i$	3.0297	1.009	-2.0871	2

CONCLUSIONES

El TMD pasivo, con una razón de masas del 10%, logró reducciones de las aceleraciones máxima y RMS hasta del 75% y 60% respectivamente, en la estructura principal, con respecto a la estructura sin control. Los resultados de la simulación híbrida de tiempo real mostraron que esta estrategia de evaluación es adecuada para estimar el comportamiento de sistemas dinámicos, incluso cuando estos presenten comportamientos no lineales.

El grado de confiabilidad entre la simulación híbrida y el sistema completamente experimental aumenta con: el grado de ajuste entre la subestructura numérica y la parte predecible de la estructura física, el nivel de seguimiento del actuador y la calidad de la realimentación. La SHTR descrita en este artículo predijo con mayor exactitud la aceleración RMS que la aceleración pico, con respecto al sistema completamente experimental, debido a un nivel de ruido considerable en la alimentación. No obstante, los parámetros de evaluación para simulaciones híbridas de tiempo real indicaron un gran desempeño en la representación del sistema estructura-TMD.



AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar sus agradecimientos a la Universidad del Valle y al Departamento de Ciencia, Tecnología e Innovación (COLCIENCIAS) por la financiación brindada al proyecto titulado “DESARROLLO TECNOLÓGICO DE SISTEMAS SEMIACTIVOS DE CONTROL ESTRUCTURAL DE BAJO COSTO” con código 1106-569-3442 (Contrato 0008-2013), cuyos resultados parciales se presentan en este artículo.

REFERENCIAS

- Ashasi-Sorkhabi, A., Malekghasemi, H. and Mercan, O. 2013. Implementation and verification of real-time hybrid simulation (RTHS) using a shake table for research and education. *Journal of Vibration and Control*, pp. 1-14.
- Brock, J.E. 1946. A Note on the Damped Vibration Absorber. *Journal of Applied Mechanics*, Vol 13, N° 4, pp. A-284.
- Carrion, J., Spencer Jr, B., and Phillips, B. 2009. Real-time hybrid simulation for structural control performance assessment. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, pp. 481-492.
- Chopra, A.K. 1995. *Dynamics of Structures*.
- Christenson, R., Dyke, S., Zhang, J., Mosqueda, G., Chen, C., Nakata, N., et al. 2014. *Hybrid Simulation: A Discussion of Current Assessment Measures*.
- Connor, J.J. 2003. *Introduction to structural motion control*. New Jersey: Person Education, Inc.
- Den Hartog, J.P. 1956. *Mechanical Vibrations*. McGraw-Hill.
- Guo, T., Chen, C., Xu, W., and Sanchez, F. 2014. A frequency response analysis approach for quantitative assessment of actuator tracking for real-time hybrid simulation. *Smart Materials and Structures*.
- Maghareh, A., Ozdagli, A., and Dyke, S.J. 2014. Modeling and implementation of distributed real-time hybrid simulation. *Tenth U.S National Conference on Earthquake Engineering*. Anchorage.
- Mosqueda, G., Stojadinovic, S., and Mahin, S. 2006. Energy-bases procedure for monitoring experimental errors in hybrid simulations. *Proceeding of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*. San Francisco.
- Mosqueda, G., Stojadinovic, B., and Mahin, S. 2007. Real-time error monitoring for hybrid simulation. Part I: methodology and experimental verification. *Journal of Structural Engineering*, pp. 1100-1108.
- Qian, Y., Ou, G., Maghareh, A., and Dyke, S.J. 2014. Parametric identification of a servo-hydraulic actuator for real-time hybrid simulation. *Mechanical System and Signal Processing*, pp. 260-273.
- Soong, T.T. and Dargush, G.F. 1997. *Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering*. New York: John Wiley & Sons Ltd.



Comportamiento sísmico de un edificio de concreto reforzado con disipadores tipo ADAS

Seismic behavior of a reinforced concrete building equipped with ADAS damping devices

Humberto Cabrera^{1*} y Karina Carbajal²

¹Ingeniero Estructural, Rene Lagos Engineers, Las Begonias 415, Torre Begonias, Piso 11, San Isidro, Lima, Perú

²Gerente General, Rene Lagos Engineers, Las Begonias 415, Torre Begonias, Piso 11, San Isidro, Lima, Perú

RESUMEN

El presente artículo muestra el comportamiento sísmico de un edificio de concreto reforzado de 31 niveles y 10 sótanos con disipadores de energía tipo ADAS. El edificio estará localizado en el distrito de San Isidro, Lima, Perú que es una región de alta sismicidad y fue afectado por dos eventos sísmicos grandes (Junio 2001, Mw=7.9 y Agosto 2007, Mw=7.9). El edificio fue estructurado en base a un núcleo de concreto reforzado en la zona de ascensores, muros estructurales en la dirección larga y muros con marcos de concreto reforzado en la dirección corta. Los muros estructurales en la zona del núcleo están conectados por vigas de acople, las cuales tienen dispositivos de disipación tipo ADAS (Added Damping And Stiffness) las cuales proporcionan rigidez y amortiguamiento. El sistema de piso está en base a losas macizas postensadas.

Debido a la inexistencia de normativa que regule el análisis y diseño de estructuras con disipadores sísmicos en el Perú, se siguieron las recomendaciones del código norteamericano ASCE-7-10. Todos los análisis no-lineales de respuestas en el tiempo (tiempo-historia) se realizaron siguiendo las especificaciones del punto 18.3.1 del ASCE-7-10. Para superar esta brecha, el presente artículo propone una serie de recomendaciones generales de diseño para edificios con sistemas de disipación en base al ASCE-7-10, los cuales son adecuados para la implementación en el próximo código peruano de diseño sísmico. Estas recomendaciones toman en cuenta las configuraciones locales, materiales, prácticas de construcción y tienen como objetivo ampliar el uso de dispositivos de disipación en el país, que ha estado experimentando un crecimiento continuo en los últimos años.

Palabras clave: Comportamiento sísmico, disipadores, ADAS, análisis no-lineal.

ABSTRACT

This paper presents the seismic behaviour of a 31-storey reinforced concrete building with 10 underground levels equipped with ADAS damping devices. The building is located in Lima, Peru in a region of high seismic-risk that has been struck by two strong earthquakes in the last decade (June 2001, Mw=7.9 and August 2007, Mw=7.9). The structural system of the building under consideration is formed of a core shear wall system in its longer direction, and shear walls plus moment resisting frames in its shorter direction. The core shear walls are connected with coupled beams linked via ADAS devices hence offering supplemental stiffness and damping. The flooring system consists of post-tensioned slabs.

The current Peruvian Seismic Code does not consider the analysis and design of structures equipped with any form of seismic protecting devices. Therefore, the recommendations offered by the ASCE-7-10 have been followed. To overcome this gap, the present paper proposes a number of general design recommendations relevant for buildings equipped with supplemental dampers and based on the ASCE-7-10 provisions which are suitable for their implementation in the next Peruvian Seismic Code. These recommendations take into account local building configurations, materials, and construction practices and aim to expand the use of seismic protective systems in the country, which has been experiencing a continuous growth in the use of such devices in recent years.

Keywords: Seismic behavior, ADAS dampers, Nonlinear analysis.

* hcabrera@renelagos.com



1 INTRODUCCIÓN

El presente trabajo muestra el comportamiento sísmico de un edificio de concreto reforzado que incorpora sistemas modernos de protección sísmica. El edificio consta de 31 niveles y 10 sótanos ubicado en Lima, Perú. Este edificio está estructurado en base a un núcleo de concreto reforzado en la zona de ascensores, muros estructurales en la dirección larga y muros con marcos de concreto reforzado en la dirección corta del edificio. El núcleo tiene elementos de acople en la dirección corta del edificio (vigas), las cuales a su vez tienen dispositivos de disipación de energía tipo ADAS (Added Damping And Stiffness) (Whittaker, Bertero, Thomposon et al., 1989), que proporcionan rigidez y amortiguamiento en dicha dirección.

El sistema de entrepiso está formado por losas macizas postensadas con engrosamientos locales denominados bandas. Estas losas macizas frente a cargas en su plano y cargas sísmicas actúan como diafragmas rígidos. La cimentación del edificio está compuesta por zapatas aisladas, corridas y combinadas de concreto reforzado.

2 METODOLOGIA

Los modelos matemáticos se construyeron en base a elementos tipo Frame (vigas y columnas) y Shell (muros estructurales) con ayuda del programa ETABS Nonlinear (Computers & Structures, 2010). El modelo se construyó utilizando los antecedentes de diseño del edificio.

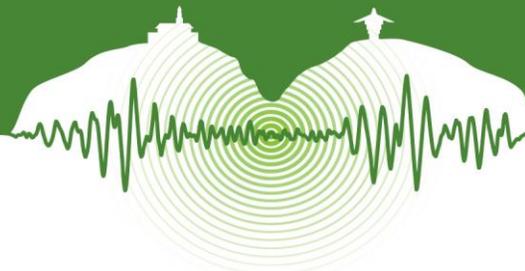
Debido a la inexistencia de códigos que regulen el análisis y diseño de estructuras con disipadores sísmicos en el Perú, se siguieron las recomendaciones del código norteamericano (ASCE/SEI-7, 2010), específicamente el punto 18.4.1. En dicho punto se establece que para el análisis modal espectral, los disipadores deben ser modelados con su rigidez efectiva (secante) al nivel de desplazamiento que se requiere estudiar. Como en el código sísmico peruano (E-030, 2003) se establecen diferentes niveles de demanda para verificar la rigidez y resistencia (el primero se obtiene con un espectro $0.75 \times R$, ver artículo 16.4 del código sísmico peruano). Por ello, los disipadores tendrán distintas rigideces efectivas para verificar la resistencia (espectro reducido) y rigidez (espectro reducido multiplicado por $0.75 \times R$), por tal razón se realizaron dos modelos llamados de ahora en adelante “modelo resistencia” y “modelo rigidez”. Para cada modelo, la rigidez efectiva de los disipadores fue obtenida mediante iteración hasta que la diferencia entre las rigideces de una iteración y la anterior fuese inferior a 10%. Los disipadores fueron modelados con elementos tipo link (Plastic1) con grado de libertad sólo en la dirección vertical al cual se le asigna la rigidez efectiva. Con esta modelación los disipadores a lo más resisten una carga igual a su capacidad de fluencia, lo que evita un sobre acoplamiento de los muros estructurales.

Con el “modelo de rigidez” se verificó el cumplimiento de los límites para el desplazamiento lateral de entrepiso especificado en el artículo 15.1 del código sísmico (E-030, 2003), la separación mínima de estructuras adyacentes según el artículo 15.2 y la necesidad de considerar efectos de segundo orden (efecto P-Delta) conforme al artículo 15.3 de dicho código.

Posteriormente, con el “modelo de resistencia” se verificó el esfuerzo de corte máximo en los muros estructurales, las relaciones demanda/capacidad de los muros estructurales verificando el acero requerido vs el dispuesto en dichos muros, columnas y vigas de acuerdo a lo especificado en el código de concreto reforzado (E-060, 2009).

Para la verificación de la cimentación, las fuerzas de reacción del “modelo de resistencia” fueron exportadas al programa SAFE (Computers and Structures, 2010). Dado que las fuerzas del análisis modal espectral pierden su signo producto de la combinación modal, es que se exportó sólo el aporte del modo principal en cada dirección, pero escalado para que el momento de volteo sea igual al obtenido en el análisis modal espectral considerando todos los modos. Con este modelo se verificaron las presiones de contacto máximas tanto para la condición estática como sísmica. Adicionalmente se verificó la posible existencia de levantamientos en las zapatas y que el diseño que éstas tienen sea adecuado y conforme a las disposiciones del código de concreto reforzado (E-060, 2009).

Para verificar la demanda de desplazamientos sobre los disipadores se realizó un análisis de respuestas en el tiempo (análisis tiempo-historia) de acuerdo a lo especificado en el punto 18.3.1 del código norteamericano (ASCE/SEI-7, 2010). Para dicha verificación se utilizaron los registros proporcionados por el calculista (PCH1, QUI1, ZAP1), los cuales fueron escalados tal como indica el punto 18.3 del código sísmico (E-030, 2003). Los disipadores fueron modelados con su constitutiva real (parámetros pro-



vistos por el proveedor) mediante elementos links tipo “Plastic1” no lineales. Dado que los disipadores son elementos con un comportamiento altamente no-lineal, es que este método es el mejor para evaluar su desempeño, ya que a diferencia del análisis modal espectral, este método permite la modelación no lineal de estos elementos.

Al final se consideraron registros adicionales a los proporcionados por el calculista, porque la demanda de los registros proporcionados para la zona de periodos largos fue inferior a la ordenada espectral del código de diseño sísmico vigente (E-030, 2003).

3 VERIFICACION DE LA ESTRUCTURA

3.1 Espectro de Diseño Sísmico

El código de diseño sísmico [E-030, 2003] considera los siguientes parámetros en la construcción del espectro de diseño:

$$S_a = \frac{Z \times U \times C \times S}{R}$$

Donde, Z es el factor de zonificación sísmica (0.40 para zona 3), U es el coeficiente de uso e importancia del edificio (1.00 para edificios de categoría C), S es el factor de amplificación del suelo (1.00 para suelos duros), R es el coeficiente de reducción de fuerza sísmica que depende del sistema estructural (6.0 para muros de concreto sin irregularidad), y C es el factor de amplificación sísmica que se evalúa con:

$$C = 2.50 \left(\frac{T_p}{T} \right) \leq 2.50$$

Donde, T es el periodo de la estructura en la dirección de análisis y T_p es el periodo fundamental de vibración del terreno. Como el edificio fue considerado irregular debido a la presencia de “des-alineamientos en elementos verticales”, en particular las columnas del eje 2 (Ver figura 3), entonces el coeficiente de reducción R fue $3/4 \times 6.00 = 4.50$ en ambas direcciones del edificio.

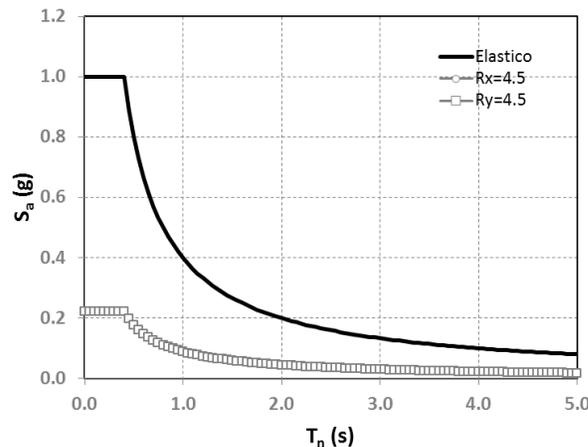
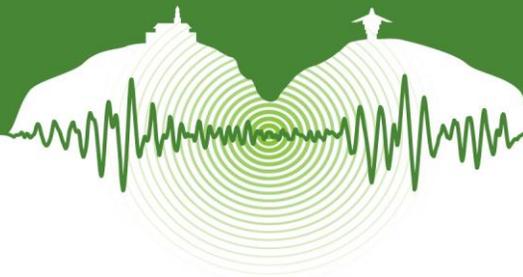


Figura 1: Espectro de diseño sísmico para suelo duro.

Este espectro de diseño corresponde a movimientos de moderada a severa intensidad, de ocurrencia poco frecuente, generalmente asociado con 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, que tiene un periodo de retorno de 475 años.

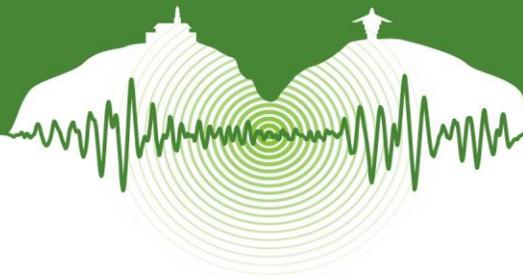


3.2 Modelo de Resistencia

Este modelo se construyó para determinar la demanda en los elementos estructurales del edificio. La rigidez efectiva utilizada en los disipadores se resume en la Tabla 1.

Tabla 1 Rigidez efectiva (t/m) de disipadores ADAS para el Modelo de Resistencia y Rigidez

Piso	Modelo de Resistencia			Modelo de Rigidez		
	Eje 3'	Eje 4	Eje 4'	Eje 3'	Eje 4	Eje 4'
30	-	10000	10000	-	8000	10000
29	-	10000	10000	-	6000	10000
28	-	10000	10000	-	4500	9000
27	-	10000	10000	-	4000	7000
26	-	10000	10000	-	3500	6000
25	-	10000	10000	-	3000	5500
24	-	10000	10000	-	3000	5000
23	-	10000	10000	-	3000	5000
22	-	8000	10000	-	1900	3000
21	7000	8000	10000	1800	1900	3000
20	8000	8000	10000	1800	1800	3000
19	8000	8000	10000	1800	1700	3000
18	8000	7000	10000	1800	1700	3000
17	8000	7000	10000	1800	1700	3000
16	8000	7000	10000	1700	1600	3000
15	7000	7000	10000	1700	1600	2750
14	7000	6000	10000	1700	1600	2750
13	7000	6000	10000	1700	1600	2750
12	7000	6000	10000	1700	1500	2750
11	6000	6000	10000	1600	1500	2750
10	6000	5500	10000	1600	1500	2500
9	6000	5500	10000	1600	1500	2500
8	6000	5500	10000	1600	1500	2500
7	6000	5500	10000	1600	1500	2500
6	6000	5500	10000	1700	1600	2500
5	6000	6000	10000	1900	1700	2750
4	7000	7000	10000	2250	2000	3000
3	10000	10000	10000	3000	2500	4000
2	10000	10000	10000	7000	5500	9000



El peso sísmico del edificio se calculó según el punto 16.3 del código sísmico vigente (E-030, 2003) y fue de $W = 40,521t$. Los principales modos de vibración del edificio se muestran en la figura 2.

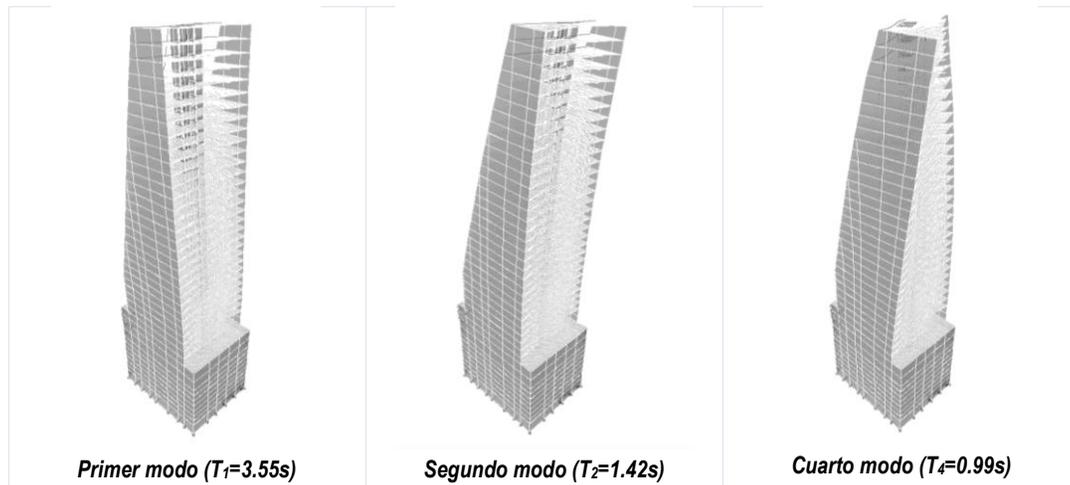


Figura 2: Principales modos de vibración del “modelo de resistencia”.

Los cortantes basales para cada dirección se calcularon como indica el punto 17.3 del código sísmico (E-030, 2003). Cuando el edificio tiene una alta densidad de tabiques como es el caso de edificios de departamentos el código sísmico indica reducir por 0.85 los períodos antes descritos.

Por otro lado, de acuerdo al punto 18.2 ítem c los cortantes obtenidos del análisis modal espectral deben ser por lo menos el 90% de los obtenidos del análisis estático en caso de edificios irregulares, por lo que se deben escalar los valores obtenidos del análisis modal espectral. Finalmente, los cortantes basales de diseño en cada dirección resultaron:

$$V_{bx} = 2094T$$

$$V_{by} = 1201T$$

3.2.1 Verificación de Muros Estructurales

Se verificó que el cortante actuante en cada uno de los muros estructurales sea menor al límite permitido en el punto 11.10.4 del código de concreto reforzado (E-060, 2009). Posteriormente se verificó que el refuerzo vertical como horizontal de los muros sea lo suficiente para resistir las fuerzas de diseño.

El refuerzo vertical en todos los muros fue adecuado para resistir las fuerzas de flexo-compresión a excepción de los muros de los ejes A y D (Ver figura 3) que por efectos de flexión fuera del plano tienen poca capacidad.

Se sugirió revisar el refuerzo horizontal para resistir el cortante en los muros estructurales de los ejes 1 y 6 debido a que la cuantía fue inferior a 0.0025. La sección 11.10.10.2 de código de concreto reforzado (E-060, 2003) indica colocar como mínimo una cuantía de 0.0025, pero cuando el cortante es menor a los límites indicados en la sección 11.10.7 del código, la cuantía se puede reducir a 0.0020 que generalmente ocurre en niveles superiores.

Adicionalmente se verificó la necesidad de un detallado adicional (elementos de borde) en las secciones de los muros donde se espera incursión en el rango inelástico (secciones críticas).

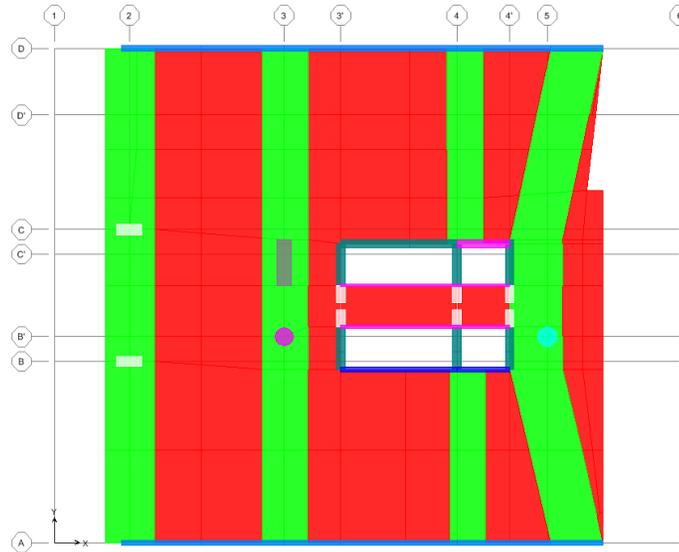
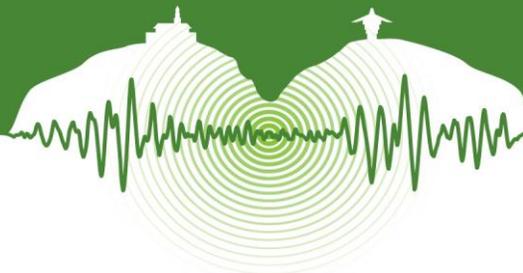


Figura 3: Vista en planta del 3 nivel del edificio.

Observando la distribución de fuerzas solicitadas en altura y su resistencia, se determinó que las secciones con menor sobrerresistencia a flexión (y por ende las primeras en incursionar en el rango inelástico ante un evento sísmico severo) corresponden a los muros entre los niveles 1 y 4. Adicionalmente se consideró como sección crítica los muros del nivel 23 debido a una abrupta pérdida de rigidez y resistencia que presenta el edificio en ese entrepiso debido a la desaparición de todo un eje sismo-resistente.

En las mismas secciones se verificó la adecuada resistencia a cortante considerando la sobrerresistencia a flexión de acuerdo al punto 21.9.5.3 del código de concreto reforzado (E-060, 2009). Este punto exige amplificar los cortantes de las secciones críticas por un factor M_u/M_{u1} (Relación de momento y ultimo), lo que aumenta las cuantías de refuerzo por cortante requeridas en estos pisos.

Los muros de concreto reforzado en los sótanos fueron verificados considerando los empujes calculados de acuerdo a la información obtenida del estudio de mecánica de suelos, verificándose que tienen espesores y refuerzos adecuados.

3.2.2 Verificación de Columnas

Después de efectuar una revisión detallada de estos elementos se recomendó revisar las cuantías longitudinales de algunas columnas del nivel 12 al 22 y del 28 al 31. Adicionalmente, se recomendó disminuir la distancia “hx” entre ramas del refuerzo horizontal (ver 21.6.4.3 de código peruano de concreto reforzado).

Debido a la importancia que tienen en el sistema estructural, se recomendó aumentar la cuantía de confinamiento de algunas columnas para cumplir con los requisitos de columnas especiales según el código (ACI-318, 2008) o de columnas para marcos de la norma peruana (E-060, 2009).

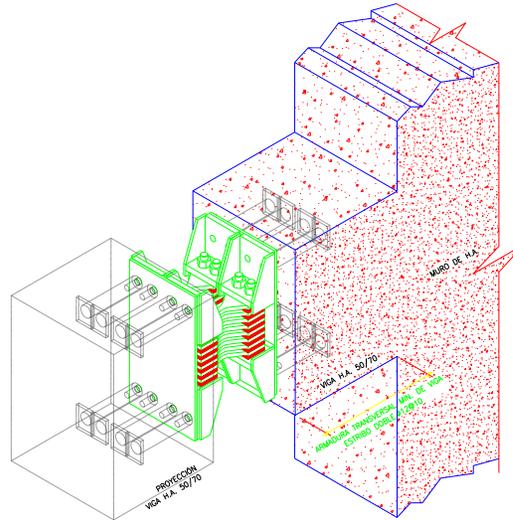
Se recomendó aumentar la cuantía volumétrica de todas las columnas circulares para cumplir con los requisitos de columnas especiales según el código (ACI-318, 2008) o de columnas para marcos del código peruano de concreto reforzado (E-060, 2009).

3.2.3 Verificación de Vigas Sísmicas

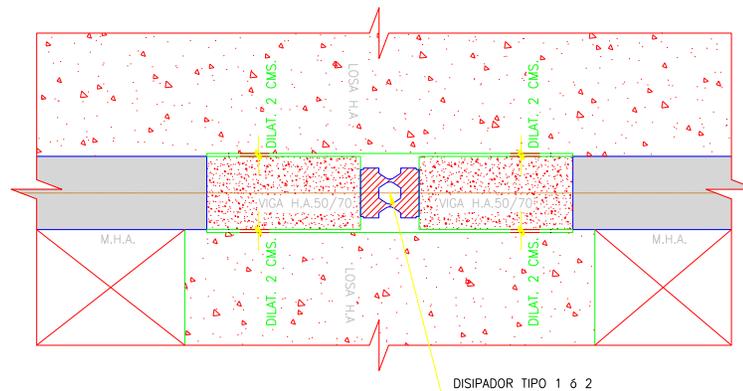
Después de efectuar una revisión detallada de estos elementos estructurales, se recomendó que: las vigas de acople que reciben los dispositivos ADAS, deban tener una cuantía adecuada y permita la fluencia del disipador antes de que se forme una rótula plástica en la viga.



En los planos proporcionados, la armadura transversal de estas vigas es inferior a la indicada en los planos del proveedor. Este aspecto es importante que esté coordinado para evitar que la falla por corte se produzca en algún lugar distinto que el disipador y por ello se recomendó que se disponga la cantidad de refuerzo transversal especificado por el proveedor.



a) Vista 3-D de los disipadores



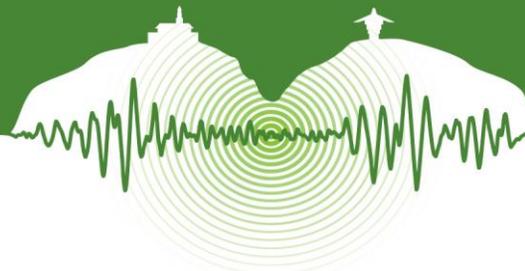
b) Vista en planta de los disipadores

Figura 4: Disposición disipadores tipo ADAS en las vigas de acople (Ejes 3', 4, y 4').

La figura 4 muestra la disposición de los disipadores tipo ADAS en los ejes 3', 4, y 4' del edificio. Estos esquemas se han extraído de los planos proporcionados por el proveedor.

3.3 Modelo de Rigidez

Para este caso se utilizó el espectro reducido del “modelo de resistencia” (ver figura 1) pero amplificado por 3.375, equivalente a 0.75R que indica el código de diseño sísmico (E-030, 2003). La rigidez efectiva de los disipadores para este modelo se resume en la Tabla 1.



Después de realizar el análisis modal espectral de la estructura, se observó que la influencia de la rigidez efectiva de los disipadores al nivel de desplazamiento real del edificio solo tiene un pequeño impacto en la dirección corta, con un aumento del período menor al 5% (pequeña disminución de rigidez lateral).

Las distorsiones de entrepiso del análisis modal espectral fueron obtenidos directamente del modelo de ETABS (Computers and Structures, 2010), encontrándose por debajo el máximo permitido en el código de diseño sísmico vigente (0.007) en ambas direcciones.

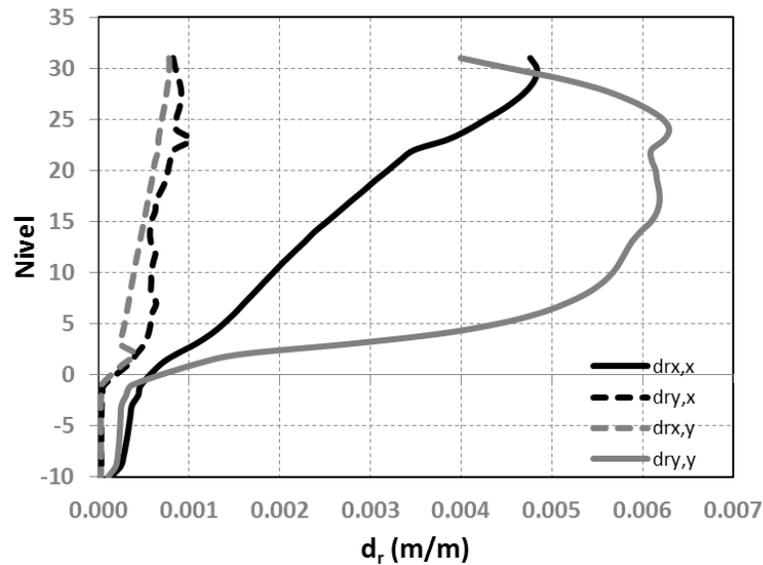


Figura 5: Distorsiones de entrepiso en ambas direcciones del edificio.

3.4 Verificación de Disipadores ADAS

Los disipadores ADAS fueron verificados mediante un análisis de respuestas en el tiempo (análisis tiempo-historia) de acuerdo a las recomendaciones del punto 18.3.1 del código norteamericano (ASCE/SEI-7, 2010). Además, se consideró un amortiguamiento de la estructura (sin considerar los disipadores) de 2.5%.

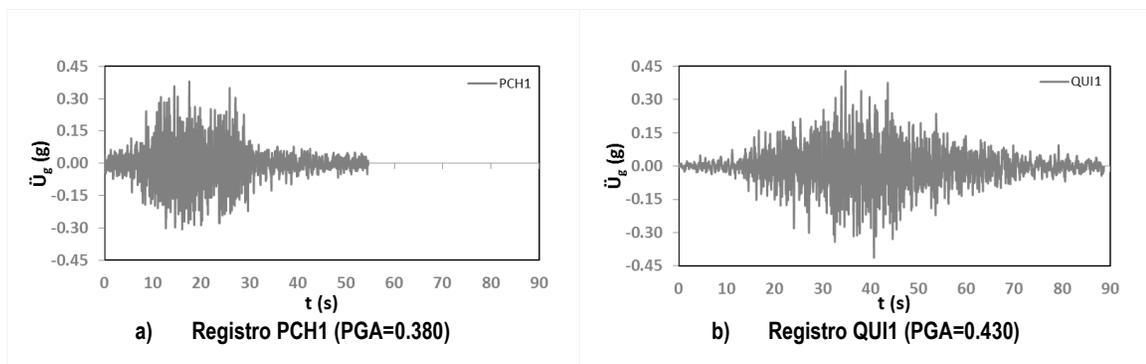
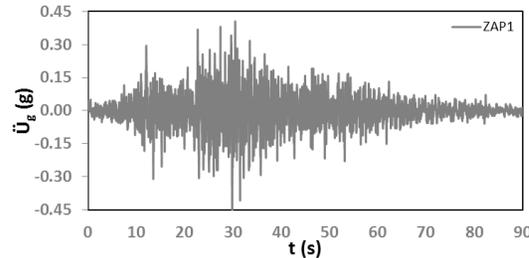
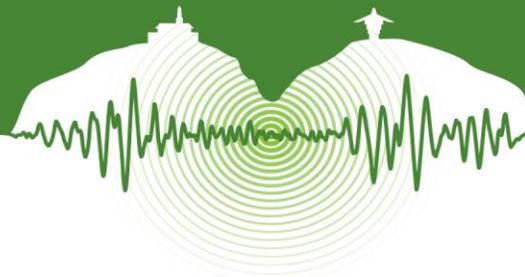


Figura 6: Registros escalados utilizados para el diseño y revisión



c) Registro ZAP1 (PGA=0.453)

Figura 6: Registros escalados utilizados para el diseño y revisión (continuación).

En los primeros análisis se utilizaron los registros: PCH1, QUI1, ZAP1. Los 3 registros se muestran en la figura 6. La figura 7 muestra la comparación de los espectros de los registros con el espectro elástico ($R=1$) del código sísmico vigente (E-030, 2003). Adicionalmente se indican los períodos $T_X=1.42s$ (dirección larga) y $T_Y=3.72s$ (dirección corta) del edificio.

La figura 7 muestra claramente que los espectros son compatibles, exceptuando en la zona de períodos largos (mayores a 2.5s) donde las ordenadas espectrales de los registros recibidos están debajo del espectro de diseño vigente (E-030, 2003). Esto no es importante para efectos de resistencia pues para este rango de períodos ésta quedará controlada por los valores mínimos del código sísmico, pero sí es importante para efectos de desplazamientos en la dirección flexible (dirección Y), donde el período fundamental es de 3.72s.

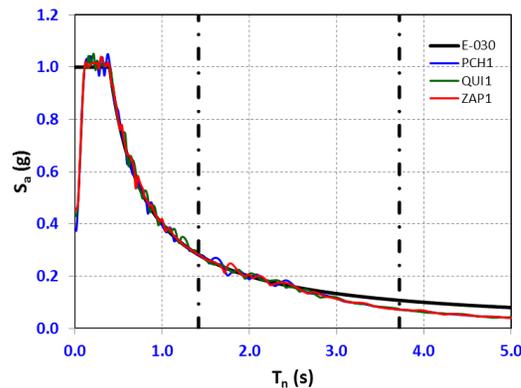


Figura 7: Comparación del espectro de diseño y de los registros (E-030, 2003).

Con finalidad de conocer el desplazamiento lateral, distorsiones de entrepiso, y deformaciones de los disipadores se decidió escalar 5 pares de registros con ayuda del programa SeismoMatch (SeismoSoft, 2012). La Tabla 2 muestra los registros utilizados en escalamiento.

Tabla 2: Registros utilizados en el primer grupo

Evento	Estación	Fecha	M_s	d (km)
Lima y Callao	IGP Arequipa	17/10/1966	8.0	38
Ancash	IGP Arequipa	31/05/1970	7.8	56
Lima	IGP Arequipa	03/10/1974	7.6	9
Landers	Yermo Fire Station	28/06/1992	7.4	
Izmit	Duzce	17/08/1999	7.8	



La figura 8 muestra la comparación del espectro de diseño del código vigente (E-030, 2003) y de los 5 pares de registros escalados, en este caso se ve una buena correlación en la zona de periodos altos (mayores a 3.0s).

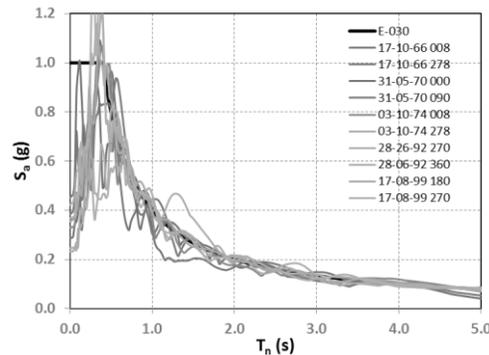


Figura 8: Comparación del espectro de diseño y de los registros escalados del primer grupo.

En el segundo grupo de registros, se decidió utilizar 7 pares de registros que es mínimo recomendado para edificios altos por TBI (Tall Building Initiative). Este grupo de registros se escaló siguiendo los criterios que indica la sección 16.1.3.2 del AS-CE/SEI-7 (2010), porque el código peruano de diseño sísmico (E-030, 2003) no comenta nada al respecto. La Tabla 3 muestra los registros utilizados en el segundo grupo.

Tabla 3: Registros utilizados en el segundo escalamiento

Evento	Estación	Fecha	M_s	d (km)
Lima y Callao	IGP Arequipa	17/10/1966	8.0	38
Ancash	IGP Arequipa	31/05/1970	7.8	56
Lima	IGP Arequipa	03/10/1974	7.6	9
Pisco	IGP Arequipa	15/08/07	7.9	40
Landers	Yermo Fire Station	28/06/1992	7.4	
Izmit	Duzce	17/08/1999	7.8	
Duzce	Duzce	12/11/1999	7.3	

Para cada uno de los 7 pares de registros, se calculó un espectro de aceleraciones definido como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de las componentes, después se calculó la relación entre el espectro SRSS y el espectro del código sísmico vigente (E-030, 2003) en el rango de $0.2T_0$ a $1.5T_0$, donde T_0 es el periodo fundamental del edificio en la dirección de análisis. Los factores de escala se buscaron de modo que el promedio de la relación de los 7 pares de registros sea mayor a 1.00.

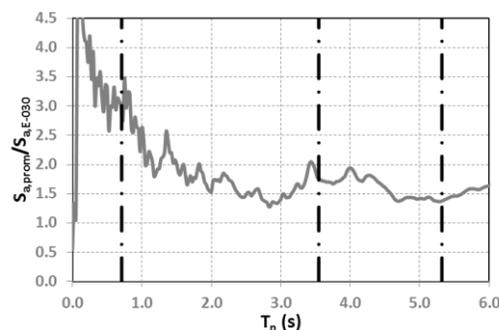


Figura 9: Relación del espectro de aceleraciones ($S_{a,SRSS}/S_{a,E-030}$) en el rango de $0.2T_0$ a $1.5T_0$.



Como cada par de registros se aplica en las direcciones X e Y, entonces en total se tienen 14 pares de registros. Cada componente se consideró como el 100% del sismo en esa dirección más el 30% de la otra dirección, este criterio se recomienda en muchos códigos sísmicos como el código mexicano (NTC, 2004), TBI Guidelines, etc.

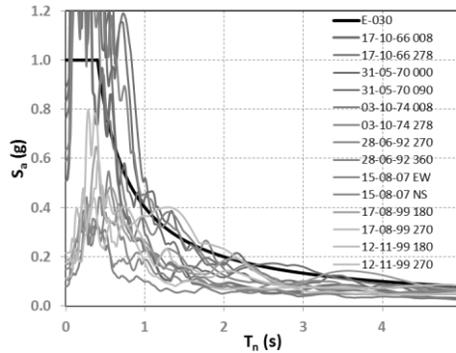
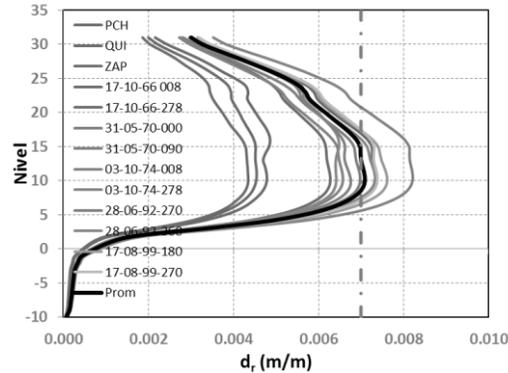
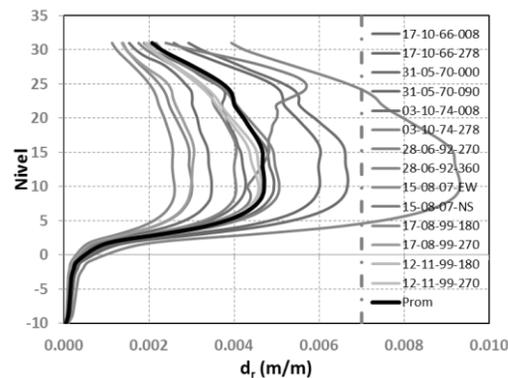


Figura 10: Comparación del espectro de diseño y de los registros escalados en el rango de $0.2T_0$ a $1.5T_0$.

La figura 11 muestra las distorsiones de entrepiso de ambos grupos de registros y en ellos se ve claramente que la demanda de desplazamiento es mayor al de los registros PCH1, QUI1 y ZAP1 utilizados por la empresa de diseño. Esta diferencia es principalmente a que la ordenada espectral de estos registros es igual o mayor al espectro del código sísmico vigente (E-030, 2003), cosa que no ocurre con los registros utilizados para el diseño como se mostró en la figura 7.



a) Primer grupo de registros



b) Segundo grupo de registros

Figura 11: Distorsiones de entrepiso en la dirección flexible del edificio.



En todos los análisis de respuesta en el tiempo los disipadores fueron modelados con su respectiva regla de histéresis. Ésta fue proporcionada por el proveedor y consiste en un modelo de Wen (1976) con los parámetros mostrados en la Tabla 4.

Tabla 4: Propiedades de los disipadores

Disipador tipo 1:

$F_y = 32$ T (Fluencia)
 $K_i = 10000$ T/m (Rigidez inicial)
 $K_f = 0$ T/m (Rigidez post-fluencia)
 Exponente = 2
 $\Delta = 30$ mm (Capacidad de deformación)

Disipador tipo 2:

$F_y = 48$ T (Fluencia)
 $K_i = 10000$ T/m (Rigidez inicial)
 $K_f = 0$ T/m (Rigidez post-fluencia)
 Exponente = 2
 $\Delta = 32$ mm (Capacidad de deformación)

Las capacidades de deformación de ambos tipos de disipadores fueron obtenidas de los respectivos planos. Para modelar los disipadores se utilizó un elemento tipo link no lineal (Plastic1) del programa ETABS (Computers and Structures, 2010).

El primer paso realizado fue verificar si las secciones críticas de los muros estructurales sobrepasan su capacidad nominal para ver la necesidad de modelar adicionalmente las no linealidades en estos elementos. Si bien para algunos registros las capacidades nominales son sobrepasadas, los elementos se modelaron elásticamente debido a que la razón entre la demanda y la resistencia nominal fue inferior a 1.5, por lo que el código norteamericano (ASCE/SEI-7, 2010) permite esta suposición.

En caso que la relación haya excedido el valor de 1.50, hubiera sido necesario modelar no linealmente los muros estructurales y en tal caso no hubiera sido recomendable utilizar ETABS (Computers & Structures, 2010) porque no tiene herramientas para modelar no-linealmente elementos tipo Shell. La figuras 12 muestran los ciclos histéricos de algunos disipadores con mayor demanda de deformación.

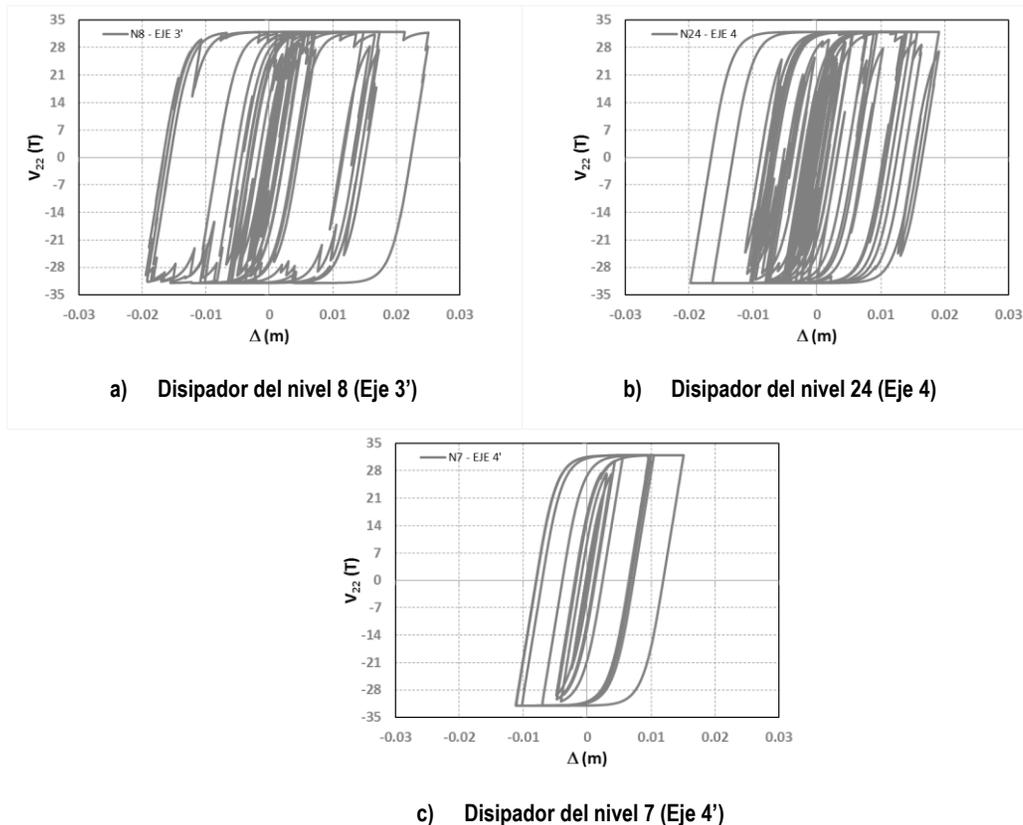
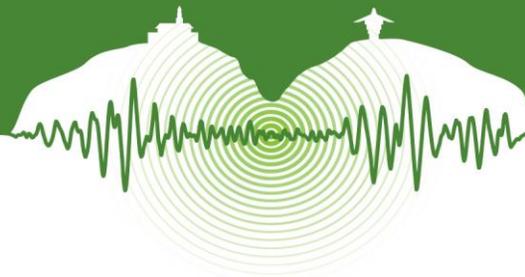


Figura 12: Ciclos histéricos de los disipadores para el registro 31-05-70-000.



4 VERIFICACION DE LA CIMENTACION

Para verificar la fundación del edificio se utilizó una presión admisible estática 6.90 kg/cm^2 y presión admisible dinámica 8.97 kg/cm^2 .

Para obtener la presión admisible dinámica, se consideró el punto 15.2.4 del código de concreto reforzado (E-060, 2009), el cual permite un aumento del 30% en el valor de presión admisible del suelo para los estados de cargas en los que intervengan cargas temporales tales como sismo o viento.

Adicionalmente, las cargas sísmicas de los análisis modal espectral se redujeron a un 80% de los valores provenientes de ETABS (Computers & Structures, 2010) como se especifica en el punto 15.2.5 del código de concreto reforzado (E-060, 2009).

4.1 Verificación de Presiones de Contacto

Las presiones de contacto se verificaron para las combinaciones de carga indicadas en la norma de concreto reforzado (E-060, 2009) y cimentaciones (E-050, 2006). Se encontraron presiones de contacto mayores a los admisibles. Estas secciones son indicadas en la siguiente figura en color morado y en línea punteada verde.

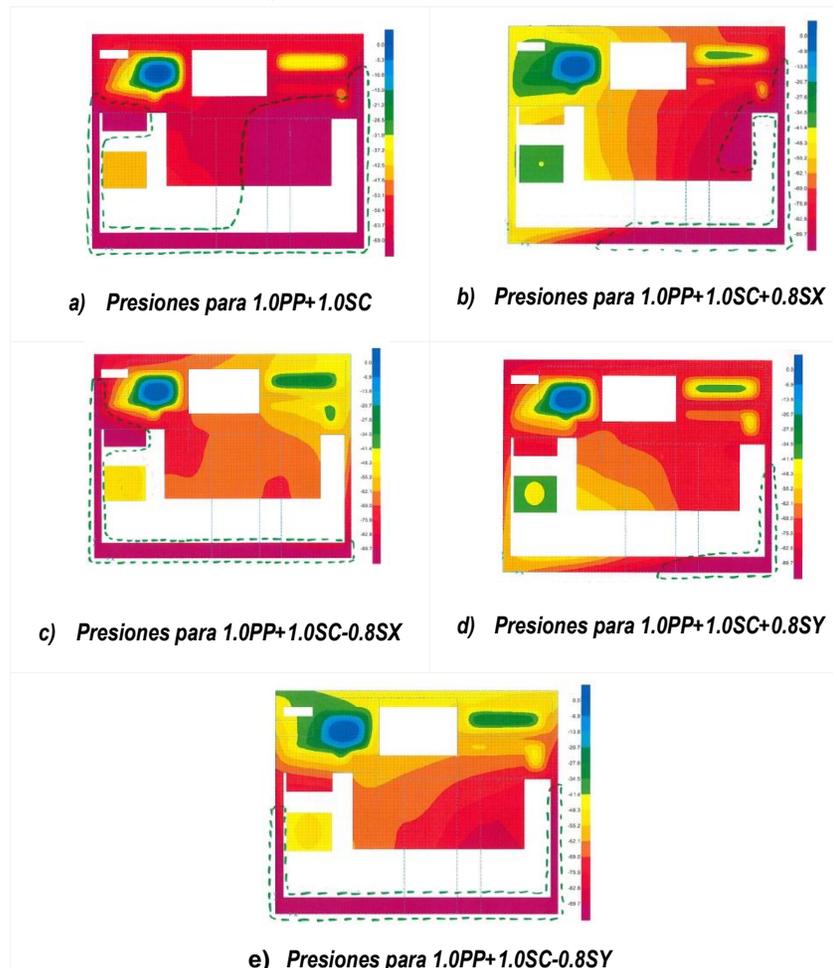
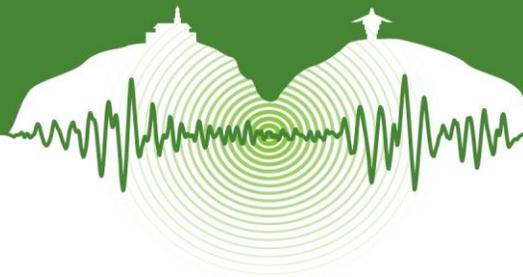


Figura 13: Presiones de contacto de la cimentación del edificio.



CONCLUSIONES

La estructura tiene una gran sobrerresistencia a flexión, lo cual hace que para los registros empleados en la verificación del diseño, el edificio se comporte casi elásticamente a excepción de los disipadores.

La gran sobrerresistencia a flexión de muros genera una gran demanda de resistencia a cortante en las secciones críticas, las cuales según el código de concreto reforzado (E-060, 2009) deben ser diseñadas por capacidad, lo cual no se cumplió en ciertas zonas de la estructura. El diseño deberá balancear la sobrerresistencia a flexión con el refuerzo a cortante requerido en las secciones críticas para cumplir con los requerimientos del código de concreto reforzado.

Los disipadores respondieron dentro de sus capacidades de deformación para los registros proporcionados. Se considera importante evaluar el comportamiento del edificio frente al sismo de diseño considerando que los disipadores sobrepasaron su capacidad de disipación. Esto en la práctica es de interés para conocer el comportamiento del edificio frente a réplicas después de un evento sísmico severo.

Con finalidad de conocer la demanda real en los disipadores y las distorsiones de entrepiso, se generaron 2 grupos de registros para los cuales las demandas son mayores al de los registros empleados para la verificación del diseño.

Al finalizar la evaluación estructural del edificio, se encontró deficiencias en el cumplimiento de los códigos de diseño, lo cual valida la necesidad de un revisor externo en proyectos de gran envergadura con sistemas innovadores de protección sísmica.

Finalmente, se recomienda en edificios con dispositivos de disipación de energía modelar no-linealmente los dispositivos de disipación y la estructura.

REFERENCIAS

- ACI Committee 318. 2008. Building Code Requirements for Structural Concrete (318-08) and Commentary (318R-08). American Concrete Institute, U.S.A.
- ASCE/SEI-7. 2010. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. Edition, United States.
- Computers and Structures, Inc. 2010. ETABS, Extended 3D Analysis of Building Systems, Nonlinear Version 9.7.2. Berkeley, California.
- Computers and Structures, Inc. 2010. SAFE, Slab Analysis by the Finite Element Method, Post-Tensioning Version 12.3.1. Berkeley, California.
- Comité Peruano Permanente de Diseño Sismorresistente. 2003. Norma Técnica de Edificación NTE-030 Diseño Sismorresistente. Reglamento Nacional de Construcciones, Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, SENCICO.
- Norma Técnica de Edificación. 2009. E-060 Concreto Armado”, Reglamento Nacional de Construcciones, Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, SENCICO.
- NTCDS-04. 2004. Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, México DF.
- SeismoSoft, Ltd. 2012. *SismoMatch v2.1.0*, Pavia, Italy.
- Tall Building Initiative. 2012. Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), Berkeley, California.
- Whittaker, A S., Bertero, V. V and Thomposon C L, et al. 1989. Earthquake Simulator Testing of Steel Plate Added Damping and Stiffness Elements. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Wen, Y.K. 1976. Method for Random Vibration of Hysteresis Systems. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*. Vol 102, N° EM2.



Técnica de identificación rápida de modos embebida en una red inalámbrica inteligente para identificación modal de estructuras civiles.

Fast mode identification technique embedded in a smart wireless sensing network for modal identification of civil structures

Jean Michel Franco^{1*a}, Johannio Marulanda^{2a} y Juan Martin Caicedo^{3b}

¹Estudiante de Doctorado, Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, Universidad del Valle, Cali, Colombia

²Profesor Asistente, Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, Universidad del Valle, Cali, Colombia

³Associate Professor, College of Engineering and Computing, Civil and Environmental Engineering, University of South Carolina, United States.

^aGrupo de Investigación en ingeniería sísmica, eólica, geotécnica y estructural (G-7)

^bStructural Dynamics and Intelligent Infrastructure Laboratory

RESUMEN

Los sistemas de monitoreo estructurales han evolucionado incluyendo plataformas de adquisición y procesamiento, que utilizan microcontroladores integrados y hardware miniaturizado con capacidades inalámbricas, como el empleado en la plataforma IMOTE2. Múltiples aplicaciones se han desarrollado para redes inalámbricas de sensores inteligentes enfocadas en monitoreo estructural, específicamente para la identificación de propiedades dinámicas, logrando una implementación más atractiva y útil que los sistemas de monitoreo tradicionales. Esta investigación utiliza la técnica de identificación rápida de modos (FMI) embebida en la plataforma IMOTE2, haciendo un énfasis especial en el consumo energético, capacidad computacional y la importancia de optimizar el desempeño de la plataforma. La metodología se compara con técnicas de identificación modal previamente implementadas para el IMOTE2, y se propone como una nueva metodología para realizar monitoreo estructural en línea utilizando sensores inalámbricos inteligentes. La técnica FMI identifica formas modales a una fracción del tiempo requerido por técnicas de identificación modal tradicionales usando vibración ambiental. En este artículo se presenta la implementación de la técnica FMI en la plataforma IMOTE2 utilizando un esquema de programación orientada a eventos. Los resultados de pruebas experimentales demuestran que la técnica FMI embebida optimiza el consumo energético y computacional de la plataforma IMOTE2.

Palabras clave: Monitoreo Estructural, Sensores Inalámbricos Inteligentes, Identificación Modal

ABSTRACT

Structural monitoring systems have evolved including acquisition and processing platforms using embedded microcontrollers and miniaturized hardware on smart wireless schemes, such as the IMOTE2 platform. Multiple applications have been developed for smart sensor networks focusing on Structural Monitoring, especially for the identification of dynamic properties, providing a more attractive and useful implementation than traditional wired sensing systems. This research uses the Fast Mode Identification (FMI) technique embedded in the IMOTE2 platform. The paper emphasizes on the limited energy available, computational power, and the importance of performance optimization. The methodology is compared to modal identification techniques previously implemented on this platform, and it is proposed as a new methodology for online structural monitoring of civil structures using wireless smart sensors. FMI identifies mode shapes at a fraction of the time used by traditional modal identification techniques using ambient vibration data. In this paper the implementation of the FMI technique in the IMOTE2 platform using an object-oriented programming scheme is presented. Results from experimental tests show that the embedded FMI technique optimizes energy consumption and computational power on the IMOTE2 platform.

Keywords: Structural Monitoring, Wireless Smart Sensors, Modal Identification

* jean.franco@correounivalle.edu.co



1 INTRODUCCIÓN

Las estructuras civiles que habitamos diariamente pueden llegar a alcanzar ciertos niveles de daños debidos a múltiples factores, entre ellos factores naturales como los cambios de temperatura, eventos sísmicos y problemas en los suelos, además de detalles constructivos que pueden ocasionar daños a largo plazo tales como malos acabados que permitan la corrosión de los aceros, baja calidad en los concretos y diversos problemas que se pueden presentar en el momento de la construcción además de las condiciones de uso que se le den a la estructura, hacen que las estructuras civiles estén siempre propensas a daños, derivando de esta temática una rama muy importante en la ingeniería civil que es el monitoreo de salud estructural (MSE), la cual tiene como principal propósito advertir de presentes y posibles daños que una estructura civil pueda llegar a tener. Dentro de esta interesante rama de investigación se han desarrollado técnicas de monitoreo estructural para monitorear continuamente las características dinámicas, basadas en registros de vibración ambiental o de vibración forzada. Estas técnicas requieren un elevado consumo computacional, y por lo tanto energético, debido a la tendencia de realizar instrumentaciones con un elevado número de sensores, Por ello resulta necesario disminuir este consumo y es en este punto donde se desarrolla la técnica de identificación rápida de modos (Fast Mode Identification technique, FMI), en donde mediante previos desarrollos e investigaciones se demuestra la eficiencia y efectividad para la identificación de modos a un bajo consumo computacional.

La evolución tecnológica ha permitido disminuir los costos y aumentar las capacidades de los dispositivos electrónicos, mejorando las prestaciones de los instrumentos utilizados para realizar el monitoreo de salud estructural al punto de crearse sensores inteligentes con capacidades de transmisión de datos de forma inalámbrica y procesamiento embebido, mejorando las limitaciones de cableado y tiempos de instalación, al costo de ser dependientes de alimentación de energía por medio de baterías, las cuales poseen cortos tiempos de uso, debido al consumo de energía requerido para la transmisión inalámbrica y el procesamiento de los datos; limitándose de esta forma la capacidad de funcionamiento de los sensores. Utilizando la técnica FMI de manera embebida en sensores inteligentes, se logra reducir y optimizar el consumo computacional y por ende el consumo energético demostrado por medio de ensayos en laboratorio en comparación a técnicas comúnmente usadas para identificación modal de forma embebida como la técnica NEX-ERA.

2 MARCO TEORICO

2.1 Técnica de identificación rápida de modos (FMI)

La técnica FMI es formulada y numéricamente evaluada y validada experimentalmente para una viga simplemente apoyada en (Caicedo and Marulanda, 2011) además de realizarse un estudio de sensibilidad a variaciones en las frecuencias naturales, razones de amortiguamiento, presencia de ruido en las señales y el número de puntos en las funciones de correlación. El rendimiento computacional de la técnica se evalúa numéricamente en comparación con el de técnicas como NEX-ERA y SSI mostrando que el tiempo de procesamiento requerido es varias veces menor. La validación experimental de la técnica FMI también se muestra en el artículo, usando una viga de acero simplemente apoyada en laboratorio lo que demuestra su potencial para ser utilizado en estructuras reales con modos relativamente independientes. En el presente trabajo, las capacidades de la técnica FMI se evalúan cuando se utiliza en una estructura a escala real bajo excitación sísmica.

FMI se basa en la formulación de matricial de la Técnica Natural de excitación (NEX-T). NEX-T muestra que la función de correlación entre dos respuestas de un sistema de bajo excitación ambiental tiene las mismas características que la respuesta de impulso del sistema (James et al., 1992; 1993; 1995):

$$R_{i,j}(T) = \sum_{r=1}^{\infty} [A_r e^{-\zeta_r \omega_r T} \cos(\omega_{dr} T) + B_r e^{-\zeta_r \omega_r T} \sin(\omega_{dr} T)] \quad (1)$$

Donde $R_{i,j}(T)$ es la función de correlación cruzada entre las respuestas $u_i = u(x_i, t)$ y $u_j = u(x_j, t)$, en las coordenadas $x = x_i$ y $x = x_j$, evaluada en una separación de tiempo T ; A y B dependen de las masas generalizadas, las frecuencias naturales y las razones de amortiguamiento como se muestra en (Caicedo & Marulanda, 2011). La ecuación (1) puede reescribirse en forma matricial de la siguiente manera:

$$R_{i,j}(T) = \alpha \Phi_{*j} G(T) \Phi_{*i} \quad (2)$$

Donde $G(T)$ es una matriz calculada a partir de las frecuencias naturales y razones de amortiguamiento previamente identificadas y asumiendo masas generalizadas iguales a uno. Finalmente, las coordenadas modales en $x = x_j$ se calculan por medio de la ecuación (3)

$$\Phi_{*j} = \{R_{i,j}(T_0) \cdots R_{i,j}(T_m)\} [G(T_0)1 \cdots G(T_m)1]^{-1} \quad (3)$$



Donde 1 es un vector de orden N (número de modos) en donde cada elemento es igual a uno, y $M+1$ es el número de puntos usados para estimar la función de correlación cruzada

2.2 Sensores Inalámbricos Inteligentes para monitoreo estructural

Las técnicas de monitoreo de salud estructural han ido evolucionando hasta el punto de formular opciones autosuficientes que monitoreen el estado de salud estructural, un ejemplo de esto es el desarrollo de robots que sean capaces de efectuar estas tareas de forma autónoma como el implementado por (Backes et al., 1997), el cual es una posible plataforma que cuenta con la opción de llegar a disponer de múltiples sensores para inspección en aeronaves, este se caracteriza principalmente por su sistema de sujeción a la aeronave utilizando copas de succión o ventosas, además de poseer la capacidad de movimiento en 2 direcciones. Con el fin de realizar metodologías autónomas se han explorado diferentes opciones en donde no se programa para que el robot realice las mediciones, sino que recopile mediciones realizadas por sensores previamente ubicados (Huston et al. 2001), logrando de esta forma mediciones sin necesidad de cables al utilizar sensores que se alimentan de energía inducida. (Zhu et al., 2010) Proponen una metodología orientada directamente a la detección de daño utilizando dos robots con sujeción magnética y sensores removibles a un marco bidimensional, además prueban la validez de estos sistemas utilizando tecnologías de comunicación sin cables para identificar daño inducido en los experimentos realizados.

Debido al auge de sistemas de monitoreo de salud estructural, se han desarrollado y mejorado sustancialmente las características de estos en cuanto a hardware, proponiendo sensores inteligentes con capacidad de procesamiento conjunto en redes inalámbricas (Sim & Spencer, 2009), logrando de esta forma dispositivos de reducido tamaño con mejores prestaciones de hardware como mejor procesador, mayor memoria ROM y RAM, protocolos de transmisión de datos eficientes en cuanto al consumo energético y velocidad de transmisión. En esta investigación se utilizará la plataforma Imote2 (IPR2400) de MEMSIC (ver Figura 1) la cual debido a sus características de hardware (ver Tabla) ha demostrado ser una plataforma con un buen desempeño para ser utilizada en aplicaciones de monitoreo de salud estructural (Champaign, 2010).

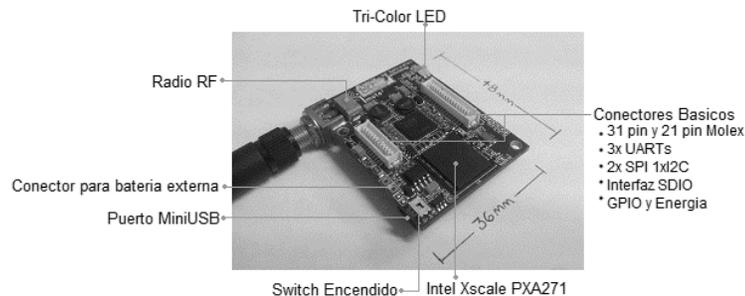
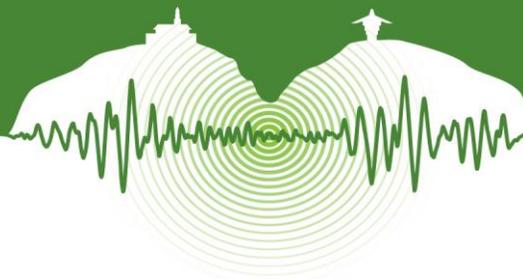


Figura 1: Plataforma Imote2.

Tabla 1: Especificaciones resumidas, Imote2 de MEMSIC (Memsic 2012)

Procesador	XScalePXA271 de 13-416MHz
RAM	SDRAM 32 Mb SRAM 256Kb
ROM	32 Mb
Radio	CC2420 de 2400-2483.5MHz
Interfaz	USB, UART, SDIO, I2C, I2S
Alimentación	3.2-4.5V, Tarjeta de Baterías IBB2400 3xAAA
Tamaño (mm)	36x48x9

Dadas las características de expansibilidad de la plataforma Imote2, Rice y Spencer (2008) implementaron y construyeron una tarjeta sensora (SHM-A) adecuada para aplicaciones de monitoreo de salud estructural. Esta consiste en un set de sensores de luz, humedad, temperatura y aceleración en 3 direcciones (ver Tabla 2); compatible y controlable por la plataforma Imote2, desarrollado por los departamentos de Ingeniería Civil y Ambiental en conjunto con el departamento de Ciencias de la Computación en la Universidad de Illinois (Rice & Spencer Jr., 2008). Esta tarjeta sensora provee un convertidor de 4 canales ADC de 16 bits con un procesador digital de señales para los 3 canales de aceleración y la posibilidad de adquisición de un cuarto canal externo, por me-



dio de pines adicionales en un puerto de adquisición externa, además de contar con frecuencias de muestreo y filtros digitales configurables.

Tabla 2: Especificaciones resumidas, Tarjeta sensora SHM-A

Sensor	Parámetro	
Acelerómetro 3D	Rango	±2g
	Ultimo Bit Significante (UBS)	0.143mg
	Sensibilidad	7000 UBS/g
Luz	Rango	0.1-4000 Lux
	Resolución	16 bit
Temperatura	Rango	-40 – 123.8 °C
	Resolución	0.04 °C
Humedad	Rango	0 – 100 %RH
	Resolución	0.4 %RH

Se ha demostrado la eficiencia de este tipo de dispositivos en diferentes tipos de escenarios como puentes (Lynch et al., 2006; Jang al., 2010) y en diversas aplicaciones como la estimación de parámetros modales y fuerzas en cables de acero (Lei et al., 2010). Debido a su reducido tamaño y portabilidad se ha ido más allá al realizarse registros de aceleraciones de forma móvil (Zhu et al., 2010) y desarrollándose nuevas técnicas de identificación modal con estos registros móviles para obtener una mayor densidad espacial en las coordenadas modales (Marulanda & Caicedo, 2009).

3 FMI EMBEBIDO

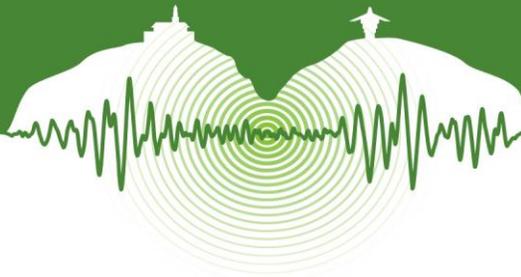
3.1 Programación en la plataforma Imote2

La técnica FMI para ser programada en la plataforma imote2 requiere el uso de la programación orientada a eventos, la cual es un paradigma de la programación en la cual la ejecución de una tarea está determinada por los sucesos o eventos que ocurran en el sistema, a diferencia de la programación procedimental en donde la ejecución de código es lineal con una secuencia definida.

El lenguaje de programación orientado a eventos se basa completamente en el concepto de “ciclos principales”, “procesos asincrónicos” y “manejadores de eventos” definidos por el programador. Los “manejadores de eventos” están constantemente “escuchando” los eventos que ocurran en el sistema para así, dar inicio o fin a una tarea. De esta forma se solucionan muchos problemas, por ejemplo el problema de sincronización y remuestreo de datos, en el cual, según Nagayama (Nagayama & Spencer, 2007) se definen ciertos tiempos de espera, en los cuales, si ocurre el evento de paso de alguno de los tiempos de espera es registrado como un evento y sirven para definir puntos sincronizados para efectos de remuestreo o sincronización. Estos tiempos de espera se definen como puntos de control en los nodos de la red, los cuales son propagados por un nodo central a los nodos definidos previamente por el usuario y son escuchados constantemente por eventos definidos para este propósito. Este esquema es constantemente utilizado para la ejecución de tareas de forma eficiente en el procesador de la plataforma Imote2.

Es necesaria la programación de la técnica FMI orientada a eventos, debido a que las librerías numéricas y de procesamiento de datos implementadas por la Universidad de Illinois se basan en el uso de sistemas operativos de tiempo real, específicamente el TinyOS el cual está basado en código abierto e implementado desde su concepción hacia redes de sensores inalámbricos con las características idóneas de un sistema operativo de tiempo real, además de ser un sistema operativo que ocupa 400 bytes de memoria y de ahí su nombre (Levis et al., 2005); basado específicamente en los recursos limitados de plataformas embebidas, proporciona interfaces estándar de salidas/entradas de hardware y sensores.

Las librerías implementadas por la Universidad de Illinois están definidas como interfaces a ser usadas libremente, en las cuales se proveen nuevamente las interfaces o módulos del sistema operativo TinyOS, por lo cual se define hace uso de estas para como base para la programación de la técnica FMI embebida, la cual utiliza las interfaces de adquisición sincronizada de aceleraciones y las interfaces para el cálculo de las funciones de correlación entre los sensores disponibles.



4 IDENTIFICACIÓN DE REFERENCIA

Los ensayos se realizaron utilizando registros de vibración ambiental inducida por viento sobre el modelo, en donde las fuerzas de excitación son producidas por un ventilador sobre la estructura dirigiendo el flujo del viento en posiciones, direcciones y ángulos de ataque de forma arbitraria, además de variar la velocidad del flujo de forma aleatoria mediante las diferentes velocidades dadas por el ventilador, buscando que la excitación no esté relacionada con la respuesta de la estructura y tome las características de ruido blanco. Se adquieren 4 canales de aceleración utilizando sensores inteligentes IMOTE2 en cada nivel, registrando la respuesta ante la excitación del pórtico mostrado en la Figura 2.

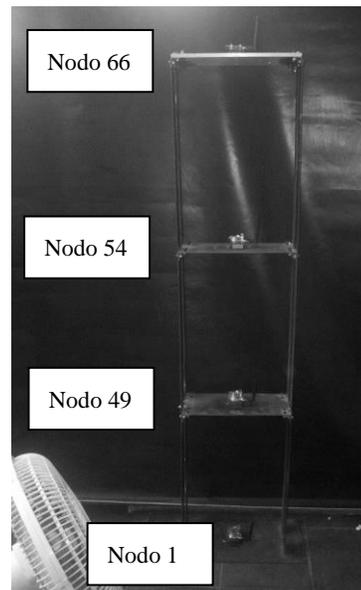


Figura 2: Modelo de 3 grados de libertad.

4.1 Identificación modal usando NEXt-ERA

Se calcularon las funciones de correlación entre las respuestas del sistema utilizando 1024 puntos en la transformada de Fourier, con referencia al sensor ubicado en el nivel superior del pórtico (Canal 4, Nodo 66), definiendo 20 columnas y 100 filas para el tamaño de la matriz de Hankel y definiendo un orden de 6 para el sistema en el espacio de estados, se realizó la identificación por medio de NEXt-ERA para las frecuencias, observándose correlación con las frecuencias predominantes en los espectros de densidad cruzada en referencia al canal 4 (ver Figura 3).

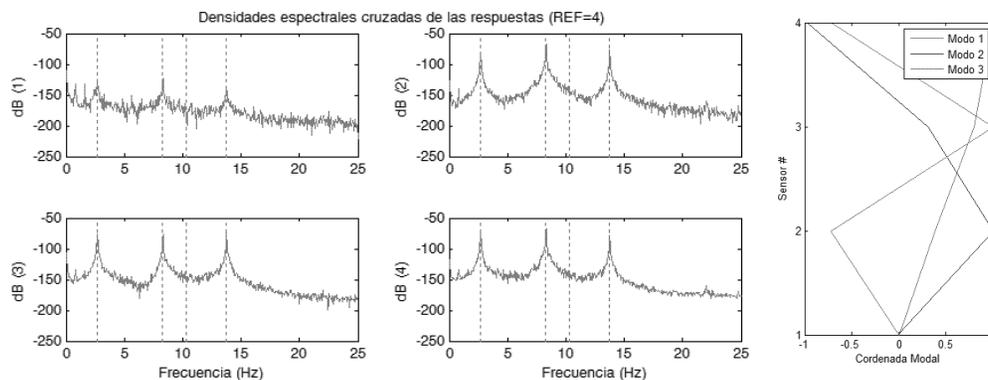


Figura 3: Densidades espectrales cruzadas, formas modales.



Se observa una frecuencia adicional cercana a 10Hz que no está correlacionada con información espectral, la cual fue identificada con un amortiguamiento considerable, descartándola por medio de un proceso de eliminación de información modal con características inusuales. En la Tabla 3 se muestran las frecuencias naturales identificadas junto con sus respectivos amortiguamientos, y en la Figura 3 se observan las formas modales obtenidas observándose un comportamiento típico para modelos de 3 grados de libertad.

Tabla 3: Frecuencias y razones de amortiguamiento identificadas usando NEXT-ERA

Frecuencia (Hz)		Razon de Amortiguamiento (%)	
Promedio	Desv. Est.	Promedio	Desv. Est.
2.67	0.01	0.67	0.26
8.29	0.05	0.29	0.11
13.73	0.04	0.12	0.10

4.2 Identificación modal usando SSI

Se definió un orden del modelo estimado de 10 y se construyeron los bloques de la matriz de Hankel con 50 filas para la identificación de un modelo en el espacio de estados. Se obtuvieron las matrices A, B y C del sistema, para luego extraer la información modal de la estructura de 3 grados de libertad. A continuación se muestran las frecuencias y amortiguamientos identificados por medio de la técnica SSI (ver Tabla 4)

Tabla 4: Frecuencias y razones de amortiguamiento identificadas usando SSI

Frecuencia (Hz)		Razon de Amortiguamiento (%)	
Promedio	Desv. Est.	Promedio	Desv. Est.
2.67	0.03	0.26	0.19
8.28	0.04	0.16	0.15
13.73	0.07	0.27	0.11

Verificando la identificación realizada por ambos métodos se observa una buena coincidencia en frecuencias; Los valores de amortiguamiento difieren significativamente pero en las formas modales identificadas por ambos métodos se observa una alta coincidencia (MAC=1.00), logrando una identificación de referencia satisfactoria.

5 PRUEBAS EN LABORATORIO

Utilizando la mesa sísmica uniaxial portátil de la Escuela de Ingeniería Civil y Geomática de la Universidad del Valle, se introduce un movimiento aleatorio con características de ruido blanco en la base del pórtico, el montaje es mostrado la Figura 4.

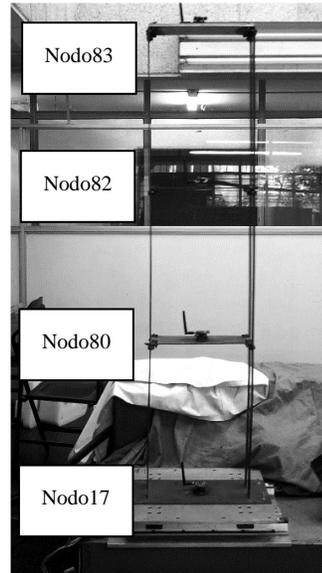


Figura 4: Montaje para pruebas de laboratorio.

5.1 Validación de la técnica FMI embebida

Se definen los nodos que actuarán en la red inalámbrica de sensores inteligentes. Para este caso los nodos 83, 82, 80, 17 por medio del comando `SetFMINodes 83 82 80 17`; en donde el nodo 83 se define primero, como referencia para el cálculo de las funciones de correlación. Se define una adquisición de 60 segundos a 100 Hz por medio del comando: `SetADQParameters 1 6000 100 1`.

Los parámetros de la técnica FMI (Frecuencias, Amortiguamientos, Retrasos) se definen por medio de 3 comandos, el primero, `SetFMIMaxLags 100` define 100 puntos para el cálculo de las funciones de correlación, y mediante los comandos `SetFMIFreqs 2.60 8.09 13.73` y `SetFMIAmort 0.32 0.07 0.45` se definen las frecuencias y los amortiguamientos de la estructura. Luego del proceso de adquisición, se inicia el procesamiento de los datos de forma embebida, obteniendo las coordenadas modales identificadas en un archivo de texto. Las 3 formas modales obtenidas (Figura 5), coinciden con las formas modales previamente identificadas por medio de un MAC igual a 1.0 para las 3 formas modales, validando el funcionamiento de la técnica FMI embebida en la plataforma Imote2.

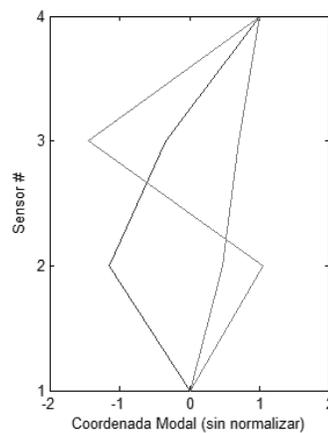


Figura 5: Formas modales identificadas con la técnica FMI embebida.



5.2 Evaluación del consumo energético.

Con el fin de evaluar el consumo energético de los Imote2 con la técnica FMI embebida, se propone un protocolo de pruebas consistente en un ensayo cada 10 minutos, para un total de 20 ensayos simulando un monitoreo en línea para el marco de 3 grados de libertad; en donde se obtienen las coordenadas modales y se registra el voltaje en cada uno de los ensayos. El protocolo es aplicado nuevamente sobre nodos programados con la técnica NEXt-ERA embebida desarrollada por (Sim, 2011). Los nodos que realizarán el procesamiento centralizado, serán los nodos superiores, Nodo 83 para FMI y Nodo 66 para NEXt-ERA

Se propone que todos los Imote2 involucrados en el ensayo utilicen baterías nuevas (3 pilas AAA de 1.5V), pero debido a las protecciones de voltajes excedentes en los Imote2, si se usan 3 baterías nuevas (4.5V) estos no funcionan, por lo cual es necesario utilizar una batería usada y 2 nuevas, razón por la cual no todos los Imote2 tendrán el mismo voltaje inicial. En las Figuras 6 y 7 se observan los resultados de los ensayos realizados para FMI y NEXt-ERA respectivamente.

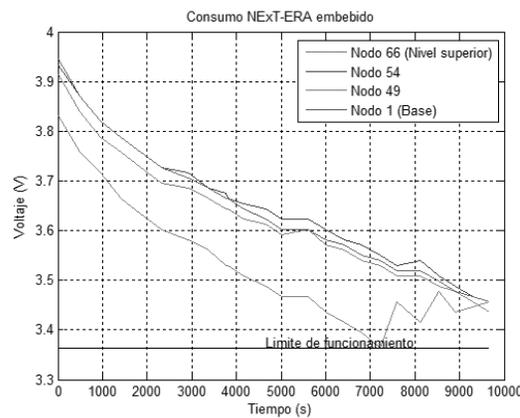


Figura 6: Consumo energético, NEXt-ERA embebido.

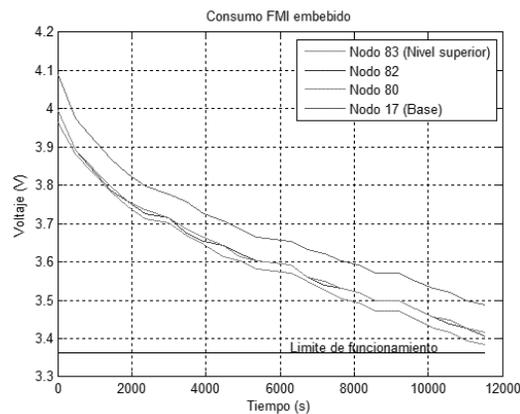


Figura 7: Consumo energético, FMI embebido.

Revisando el protocolo de los ensayos, y verificando los tiempos de ejecución de los nodos que realizan el procesamiento embebido (Nodo 83 FMI embebido, Nodo 66 NEXt-ERA embebido), se garantiza que en el intervalo de análisis se ejecuta el mismo número de veces las respectivas identificaciones. Se concluye que la técnica NEXt-ERA tuvo un consumo total de 0.466V e interpolando para obtener la lectura de voltaje final de la técnica FMI (3.489 V) en el tiempo exacto en que finaliza la técnica NEXt-ERA se obtiene un consumo de 0.332 V lo que implica una reducción en el consumo energético del 28.76 %



CONCLUSIONES

La técnica FMI fue implementada satisfactoriamente en la plataforma Imote2 de forma embebida en un sistema operativo de tiempo real usando programación orientada a eventos. La técnica embebida fue validada experimentalmente usando un modelo de 3 grados de libertad en laboratorio bajo la acción de vibraciones ambientales. Realizando una identificación modal previa se demostró la concordancia de los resultados usando la técnica FMI de forma embebida. Se estableció un protocolo de monitoreo en línea con el cual se evaluó el consumo energético de las técnicas FMI y NExT-ERA embebidas en una red inalámbrica de 4 sensores inteligentes Imote2 logrando un consumo de la técnica FMI embebida de un 28.71% menos que la técnica NExT-ERA embebida. Se comprueba que desacoplando la identificación de formas modales de las frecuencias naturales y razones de amortiguamiento, además de un bajo número de puntos para el cálculo de las funciones de correlación, se disminuye el tiempo de procesamiento y, por ende, el consumo energético.

REFERENCIAS

- Backes, P.G., et al. 1997. The Multifunction Automated Crawling System (MACS). *Proceedings of the 1997 IEEE*, pp. 335-340.
- Caicedo, J. M. and Marulanda, J. 2011. *Fast mode identification technique for online monitoring. Structural Control and Health Monitoring*. Vol 18, N° 4, pp. 416-429.
- Champaign, U. o. I. a. U. 2010. Illinois Structural Health Monitoring Project. Retrieved Nov. 2012, from <http://shm.cs.uiuc.edu/about.html>.
- Huston, D., et al. 2001. Wireless inspection of structures aided by robots. *Proc. SPIE*. Vol 4337, pp. 147-154.
- James, G.H., et al. 1993. The Natural Excitation Technique (NExT) for Modal Parameter Extraction From Operating Wind Turbines. Albuquerque, NM and Livermore, CA, Sandia National Laboratories: 44.
- James, G.H., et al. 1995. The Natural Excitation Technique (NExT) for Modal Parameter Extraction from Operating Structures. *Modal Analysis-the International Journal of Analytical and Experimental Modal Analysis*. Vol 10, N° 4, pp. 260-277.
- James, G.H., et al. 1992. Modal Testing using Natural Excitation. *10th International Modal Analysis Conference (IMAC-X)*, pp. 1209-1216.
- Jang, S., et al. 2010. Structural health monitoring of a cable-stayed bridge using smart sensor technology: deployment and evaluation. *Smart Structures and Systems*. Vol 6, N° 5-6, pp. 439-459.
- Lei, Y., et al. 2010. Intelligent Wireless Sensors with Application to the Identification of Structural Modal Parameters and Steel Cable Forces: From the Lab to the Field. *Advances in Civil Engineering* 2010, p. 9.
- Levis, P., et al. 2005. Tinyos: An operating system for sensor networks. *Ambient intelligence*, Springer, pp. 115-148.
- Lynch, J.P., et al. 2006. Performance monitoring of the Geumdang Bridge using a dense network of high-resolution wireless sensors. *Smart Materials and Structures*. Vol 15, N° 6.
- Marulanda, J. and Caicedo, J.M. 2009. High spatial density mode shape identification using a mobile sensor. *Proceedings of the IMAC-XXVII, Orlando*.
- Memsic, I. 2012. IMOTE2 datasheet. 2012.
- Nagayama, T., Spencer, J., and Billie, F. 2007. Structural Health Monitoring Using Smart Sensors.
- Rice, J. A. and Spencer Jr., B.F. 2008. Structural health monitoring sensor development for the Imote2 platform. *Proceedings of the SPIE Smart Structures/NDE 2008*.
- Sim, S.-H., Spencer, J. and Billie, F. 2009. Decentralized Strategies for Monitoring Structures using Wireless Smart Sensor Networks. *Newmark Structural Engineering Laboratory Report Series 019*.
- Sim, S.H. 2011. Decentralized identification and multimetric monitoring of civil Infrastructure using smart sensors. Urbana, Illinois, University of Illinois at Urbana-Champaign. Doctor of Philosophy in Civil Engineering: 191.
- Zhu, D., et al. 2010. A Mobile Sensing System for Structural Health Monitoring: Design and Validation. *Smart Materials and Structures*. Vol 19, N° 5, p. 16.



Aplicación de un nuevo modelo para estimar deformaciones inducidas por sismo en tuberías superficiales

Application of a new model for calculate strains induced by earthquakes in surficial pipes

Jorge Arcila Zea^{1*} y Juan Diego Jaramillo²

¹Ingeniero Civil, M. Sc. en Ingeniería Sismo-Resistente, Universidad EAFIT, Medellín, Colombia

²Docente, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad EAFIT, Medellín, Colombia

RESUMEN

Se presenta un ejemplo de aplicación de un nuevo modelo analítico para estimar la esperanza de las deformaciones máximas inducidas por sismos en tuberías superficiales con tramos iguales y tramos distintos. El modelo tiene en cuenta la variación de los movimientos sísmicos del terreno a lo largo de los distintos apoyos de la tubería. Los resultados obtenidos por medio del modelo propuesto son comparados con los calculados por medio de elementos finitos con el fin de juzgar la precisión del mismo. Adicionalmente se explican las posibles causas de las diferencias entre los resultados obtenidos usando del modelo propuesto y el modelo numérico.

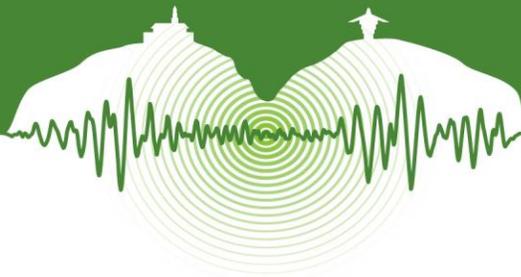
Palabras clave: Tuberías superficiales, deformaciones, dinámica estructural, procesos estocásticos

ABSTRACT

An example of application of a new analytical model for estimating the mathematical expectation of the maximum strains induced by earthquakes in surficial pipes with equal and different spans is presented. The model considers the spatial variation of seismic ground motions along the pipe supports. The results obtained using the proposed model are compared with those calculated using a finite element algorithm with the aim to judge its accuracy. Additionally, the possible causes of the differences between the results obtained with the proposed model and the numerical model are explained.

Keywords: Surficial pipes, strains, structural dynamics, stochastic processes

* jarcila@eafit.edu.co



1 INTRODUCCIÓN

En el análisis de estructuras convencionales se suele tomar una de dos hipótesis posibles respecto a los movimientos sísmicos del terreno: la primera supone que dichos movimientos son iguales en todos los apoyos de la estructura para un mismo instante de tiempo y la segunda, aunque supone que los movimientos son diferentes, asume que dicha diferencia se da sólo en el tiempo de llegada de la onda sísmica a los apoyos (movimiento coherente). Si bien para muchos casos las dos suposiciones anteriores son válidas, para otros, tales como los de estructuras apoyadas en el suelo en múltiples apoyos separados distancias apreciables, dejan de ser ciertas. Se ha comprobado por medio de evidencia instrumental obtenida de acelerogramas ubicados a distancias comparables a las dimensiones de algunas estructuras tales como puentes o tuberías, que los movimientos sísmicos del terreno pueden variar de forma significativa entre los diferentes soportes. Desde hace muchos años se ha sabido que la variación espacial de los movimientos sísmicos del terreno puede afectar de manera significativa la respuesta sísmica de puentes de grandes luces (Price & Eberhard, 1998) y de luces cortas (Abrahamson, 1985). Los primeros métodos usados para estudiar el problema consistían en crear historias de tiempo que representaran la variación espacial de los movimientos sísmicos del terreno. En (Wagner et al, 1979) se analiza una metodología basada en historias de tiempo generadas para un modelo de ondas sísmicas planas SH. Luego, a principios de la década de los 80, surgen algunos métodos basados en la teoría de vibraciones aleatorias, en los cuales se considera la excitación sísmica como un proceso estocástico. En Harichandran & Wang (1990), Zerva (1990) y Shama (2007) se presentan algunos ejemplos de los métodos que se han desarrollado con el enfoque estocástico. A principios de la década de los 90 surgen los métodos basados en espectros de respuesta luego del trabajo presentado en Kiureghian & Neuenhofer (1992). En dicho trabajo se presenta una solución novedosa que se basa en el concepto de espectro de respuesta y que además tiene en cuenta la naturaleza aleatoria del fenómeno sísmico. En Zerva & Zervas (2002) se presenta un resumen basado en la revisión de 133 artículos que hablan sobre el tema.

2 MODELO A VALIDAR

El modelo validado en este trabajo (Jaramillo, 2014) permite calcular la esperanza de las deformaciones axiales, flectoras y totales (efectos combinados) inducidas por sismos en tuberías superficiales de tramos rectilíneos de igual longitud y sección transversal tubular. El modelo considera las siguientes hipótesis: 1) la tubería tiene un número muy grande de apoyos, por lo cual se puede considerar infinita a cada lado del apoyo en estudio, 2) todas las excitaciones en los apoyos de las tuberías tienen el mismo espectro de respuesta lo cual es válido en zonas planas con el mismo depósito de suelo, 3) los movimientos del terreno en cada apoyo y en las tres direcciones del espacio son procesos estocásticos independientes, con variancias iguales en las dos direcciones horizontales y diferente en la dirección vertical. Lo anterior permite tomar los ejes principales del movimiento así: el eje de la tubería como eje x y los restantes dos ejes perpendiculares a éste como ejes y y z , 4) no se consideran los efectos de interacción suelo-estructura (ISE), 5) los extremos finales de la tubería se consideraron restringidos o empotrados (condiciones de frontera). Esta hipótesis es adecuada teniendo en cuenta que las tuberías suelen llegar a estructuras mucho más rígidas que ellas como tanques o silos, 6) la respuesta dinámica de la tubería está constituida sólo por la participación del primer modo de vibración longitudinal o transversal, el cual se supone igual en todos los tramos de ésta y que no cambia de signo entre tramos. El coeficiente de correlación usado en el modelo (ec. 1), sólo toma en cuenta el efecto de incoherencia entre los movimientos del terreno. Esto es cierto siempre que el frente de onda plano que afecte a la tubería se propague verticalmente hacia la superficie eliminándose de esta manera el efecto de la propagación en los movimientos registrados en cada apoyo. Esta suposición es bastante cercana a la realidad en aquellos casos donde se tienen depósitos de suelos blandos sobre semi-espacios de roca, en los que la dirección de propagación del frente de onda plano que llega a la superficie del terreno es casi vertical. El coeficiente de correlación usado está basado en el propuesto en Clough & Penzien (2003).

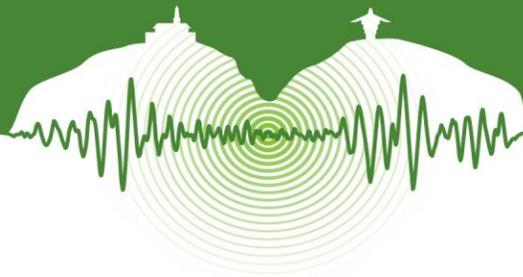
$$\rho_{DDij} = e^{-\alpha_{DD}|d_{ij}|} \quad (1)$$

En la ec. 1, d_{ij} es la distancia entre los sitios de registro y α_{DD} es un coeficiente que indica que tan rápido decrece la correlación entre sitios separados esta distancia. De acuerdo con (Jaramillo, 2014) el modelo a validar estima que la esperanza de la componente cuasiestática de la deformación axial está dada por:

$$E(\varepsilon_x(0)|_{\max}) = \left(\frac{D_{gx}}{L} \right) \sqrt{2(1 - e^{-\alpha L})} \quad (2)$$

la esperanza de la componente inercial de la deformación axial está dada por:

El presente artículo hace parte de las memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica organizado por la Universidad de los Andes y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, Mayo de 2015.



$$E(\varepsilon_x(0)|_{\max}) = 2 \frac{Sd_x(T_x, \zeta)}{L} \sqrt{\frac{2n+1}{n^2}} \quad (3)$$

la esperanza de la componente cuasiestática de la deformación flectora está dada por:

$$E(\varepsilon_k(0)|_{\max}) = 6 \left(\frac{R}{L} \right) \left(\frac{D_{gk}}{L} \right) \sqrt{1 - e^{-\alpha L}} \quad k=y,z \quad (4)$$

y la esperanza de la componente inercial de la deformación flectora está dada por:

$$E(\varepsilon_k(x)|_{\max}) = 18.57 \left(\frac{R}{L} \right) \left[\frac{Sd_k(T_k, \zeta)}{L} \right] \sqrt{\frac{2n+1}{n^2}} \quad k=y,z \quad (5)$$

En las ec. 2-5, L es la longitud de los tramos de la tubería, R el radio de su sección transversal tubular, n es el número de apoyos a cada lado del apoyo central (tomado como apoyo cero), $e^{-\alpha L}$ es el coeficiente de correlación entre los movimientos de dos apoyos consecutivos, D_{gk} (con $k=x,y,z$) es el máximo desplazamiento del terreno en cada una de las direcciones del movimiento, $Sd_k(T_k, \zeta)$ (con $k=x,y,z$) es el desplazamiento espectral para un periodo fundamental T_k y un coeficiente de amortiguamiento crítico ζ . Las ec. 2-5 son para cuando el coeficiente de correlación entre los movimientos de los apoyos es diferente de 1.0 ($\rho \neq 1.0$). Para el caso en el que n es muy grande ($n \rightarrow \infty$), las componentes inerciales de deformación se anulan, con lo cual las ec. 3 y ec. 5 se hacen cero y el cálculo de la esperanza de las deformaciones se simplifica pues se reducen sólo a las deformaciones cuasiestáticas, ecs. 2 y 4. Para el caso en el que $\rho=1.0$, es decir, cuando son iguales los movimientos en todos los apoyos, las deformaciones cuasiestáticas se anulan y las esperanzas de las deformaciones axiales y flectoras respectivamente son:

$$E(\varepsilon_x(0)|_{\max}) = \frac{4Sd_x}{L} \quad (6)$$

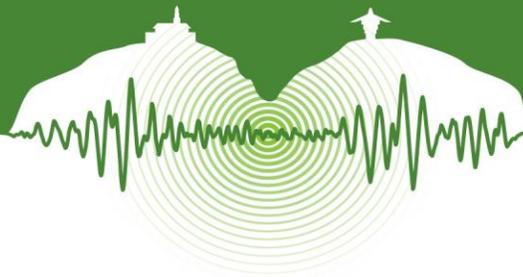
$$E(\varepsilon_k(0)|_{\max}) = \frac{2(0.83)(4.73)^2 R Sd_k}{L^2} \quad (7)$$

Las ecs. 6 y 7 coinciden con las que se obtienen de la dinámica al estudiar el movimiento de una barra a movimientos iguales en los apoyos. Es importante mencionar que en el caso en el que la correlación entre movimientos es total, las deformaciones sólo presentan componentes inerciales. Para los casos en los que es necesario calcular la respuesta espectral de la tubería, se emplean las siguientes ecuaciones para hallar el periodo de vibración del primer modo longitudinal y transversal respectivamente:

$$T_x = 2L \sqrt{\frac{m}{EA}} \quad (8)$$

$$T_{y,z} = 0.28 \sqrt{\frac{mL^4}{EI_{y,z}}} \quad (9)$$

En las ecs. 8 y 9, m es la masa por unidad de longitud de la tubería, E es el módulo de elasticidad del material, A es el área transversal de la tubería, L la longitud del tramo de tubería e $I_{y,z}$ es el momento de inercia de la sección transversal de la tubería alrededor de los ejes y o z . Finalmente, una vez se han calculado las esperanzas de las deformaciones axiales y flectoras, se puede obtener la deformación total o combinada como:



$$E(\varepsilon(\eta, \xi)_{\max}) = \sqrt{E^2(\varepsilon_x|_{\max}) + E^2(\varepsilon_y(0)|_{\max}) \left(\frac{\eta}{R}\right)^2 + E^2(\varepsilon_z(0)|_{\max}) \left(\frac{\xi}{R}\right)^2} \quad (10)$$

En la ec. 10, η y ξ son las coordenadas de algún punto de la tubería respecto al centroide de la misma en las direcciones y y z respectivamente. Teniendo en cuenta que las intensidades en las direcciones principales horizontales son mayores que en la dirección vertical para la mayoría de los casos, se tiene que la deformación máxima se presenta en $\eta=R$ y $\xi=0.0$.

3 METODOLOGÍA

Para validar el modelo propuesto se compararon los resultados obtenidos por medio de éste con los conseguidos a través de simulaciones numéricas con elementos finitos y análisis modal cronológico. Se definieron tuberías de sección tubular de radio $R=1.0$ m y espesor $t=0.03$ m, construidas en material compuesto de fibra de vidrio y resina con densidad de masa $\rho=2.240$ kg/m³, relación de Poisson $\nu=0.27$ y módulo de elasticidad $E=32.0$ GPa. Se consideraron dos situaciones de estudio: la primera comprende tuberías con tramos de igual longitud y 10 apoyos, y la segunda tuberías con tramos de diferentes longitudes y 14 apoyos. Para las tuberías con tramos iguales se definieron 3 casos según los valores de L : 5.0 m, 10.0 m y 20.0 m. Lo anterior se hizo así con el fin de aplicar el modelo a tuberías flexibles, rígidas y semi-flexibles. Para las tuberías con tramos diferentes se consideraron tres tramos con longitudes variables y los demás se tomaron con una longitud fija de 5.0 m. Los tres tramos de longitudes variables se ubican en el centro de cada tubería: el primero es de longitud L_1 , el segundo de longitud L y el tercero de longitud L_2 . En estas tuberías se analizaron dos casos: el primero en el cual las longitudes de los tramos adyacentes al tramo central son iguales (esto es, $L_1=L_2$) con valores de $L=10.0$ m y $L_1=L_2=20.0$ m y el segundo en el cual las longitudes de los tramos adyacentes al tramo central son diferentes (esto es, $L_1 \neq L_2$) con valores de $L=5.0$ m y $L_1=10.0$ m, y $L_2=20.0$ m. En las Tablas 1 y 2 se presentan a manera de resumen las longitudes definidas para las tuberías estudiadas. Para excitar los modelos numéricos se simuló historias de tiempo en los apoyos para suelo blando y suelo duro, todas con un desplazamiento máximo del terreno de 0.10 m, considerando cinco valores para $\rho = e^{-\alpha L}$: 1.00, 0.61, 0.37, 0.14 y 0.007. En la Figura 1 se presentan los espectros de aceleración típicos de las historias de tiempo usadas, tanto para condición de suelo blando como de suelo duro. Una vez definidos los modelos de tuberías y simuladas las historias de tiempo, se calcularon las deformaciones medias cerca de los apoyos de los tramos de éstas. Estos valores fueron los que se usaron para comparar con los valores estimados con el modelo.

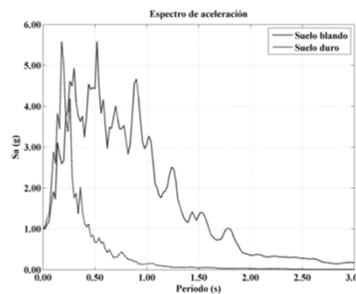


Figura 1: Espectros de respuesta aceleración típicos de las historias de tiempo usadas.

Tabla 1: Longitudes usadas para las tuberías con tramos iguales

Caso	L (m)
1	5.0
2	10.0
3	20.0

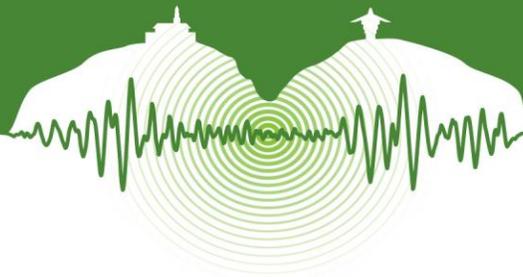


Tabla 2: Longitudes usadas para las tuberías con tramos diferentes

Caso	L_1 (m)	L (m)	L_2 (m)
1	20.0	10.0	20.0
2	10.0	5.0	20.0

4 RESULTADOS

4.1. Deformaciones en tuberías con tramos iguales

Los resultados obtenidos para las deformaciones calculadas con elementos finitos muestran que en tuberías con tramos iguales la componente inercial del movimiento es despreciable cuando se compara con la componente cuasiestática, tal como lo predice el modelo planteado (ecs. 2 y 5). Este resultado es esperable porque las tuberías son estructuras que por su poca masa y gran rigidez tienen frecuencias naturales de vibración bastante altas por lo que presentan desplazamientos espectrales pequeños que hacen despreciable la componente inercial de la respuesta total de las mismas ante una excitación sísmica. Además, los resultados numéricos confirman que las deformaciones varían con las variables relevantes del problema (L, ρ) de la forma como lo plantean las expresiones matemáticas en el modelo validado. En la Figuras 2 y 3 se muestra la variación de las deformaciones con la longitud y la correlación.

4.2. Deformaciones en tuberías con tramos diferentes

Los resultados obtenidos por medio de elementos finitos en tuberías con tramos diferentes muestran también que las deformaciones en cada tramo varían con las variables relevantes del problema (L, ρ) de la forma como lo predice el modelo. Además, se pudo comprobar que las deformaciones de cada tramo de tubería son completamente independientes de las longitudes de los tramos adyacentes al tramo en estudio, lo cual permite aplicar el modelo planteado. Para las tuberías con tramos diferentes, la componente inercial de deformación presenta una mayor participación en la respuesta total, la cual se acentúa drásticamente en condiciones de suelo duro, en cuyo caso dicha componente presenta una participación en la respuesta total casi igual a la de la cuasiestática, especialmente en las deformaciones flectoras.

4.3. Diferencias entre los resultados del modelo y los resultados numéricos

4.3.1. Tuberías con tramos iguales

Para las tuberías con tramos iguales el error relativo medio de las deformaciones halladas con el modelo propuesto y con elementos finitos, en condición de suelo blando es de 6.0 %, 14.0 % y 13.0 % para las deformaciones axial, flectora y total respectivamente, y en condición de suelo duro es de 5.0 %, 13.0 % y 9.0 % para las deformaciones axial, flectora y total respectivamente, para todos los valores de correlación considerados. La variación del error relativo con la correlación y con la longitud para las distancias entre apoyos consideradas en tuberías con tramos iguales se muestra en las Figuras 4 y 5 respectivamente.

El error relativo para tuberías con tramos iguales se debe a varias causas. La primera tiene que ver con los modos que participan en la respuesta dinámica. La respuesta numérica toma en cuenta muchos más modos de vibración que el modelo, y aunque el modo que se supone en el modelo efectivamente es el que más participa en la respuesta, hay otros modos superiores con una participación importante en la respuesta dinámica, del mismo orden de magnitud que la del modo fundamental. Sin embargo, el efecto de la participación de otros modos de vibración en la respuesta de las tuberías con tramos iguales no se detecta con facilidad dado que éstos sólo afectan la componente inercial de la deformación, que para las estructuras analizadas es despreciable cuando se compara con la cuasiestática. Sólo en el caso donde la correlación entre los movimientos de los apoyos es total es posible dimensionar el verdadero peso de ésta hipótesis. De hecho, es para este caso de correlación donde se obtuvieron los mayores valores de errores relativos.

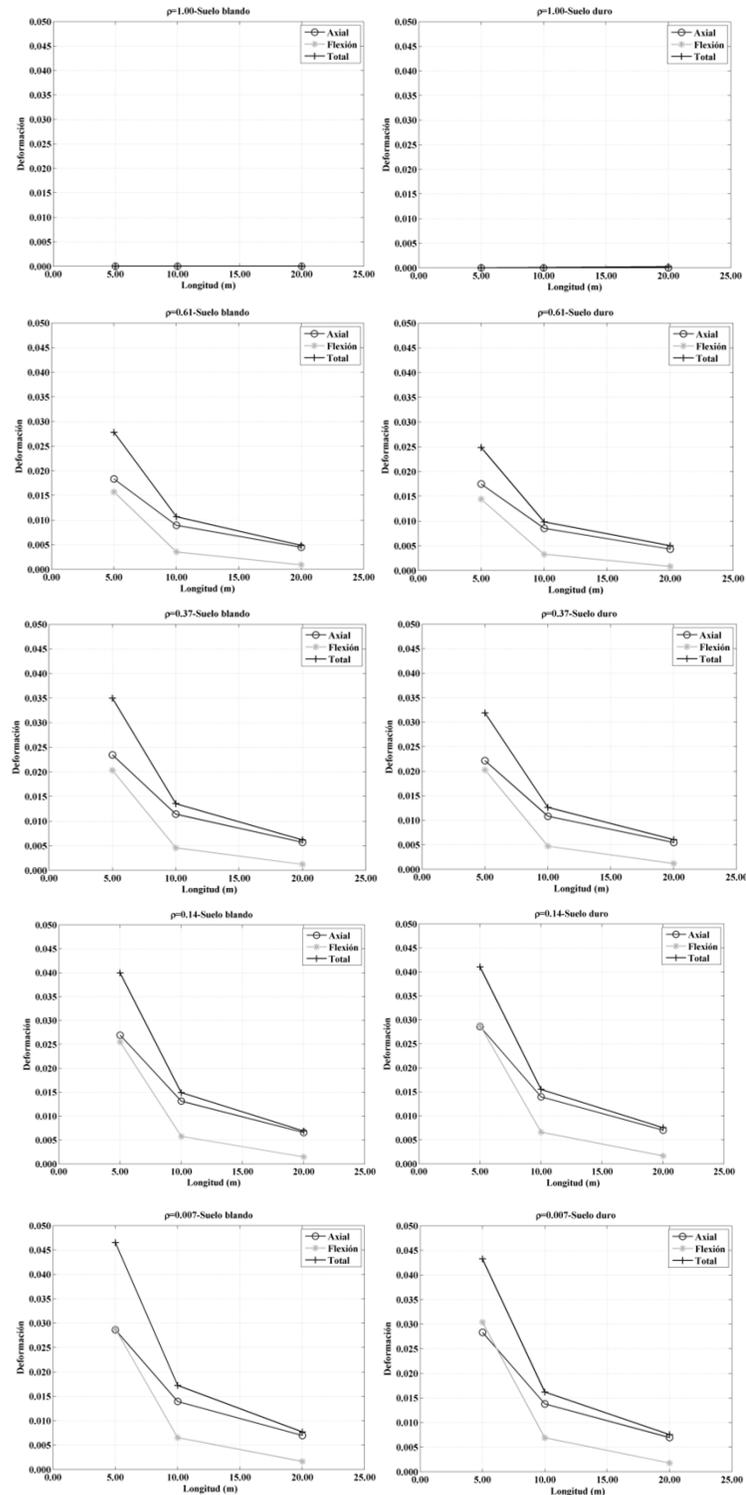
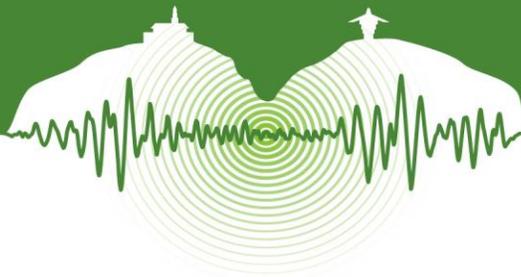


Figura 2: Variación de las deformaciones con la longitud en tuberías de tramos iguales.

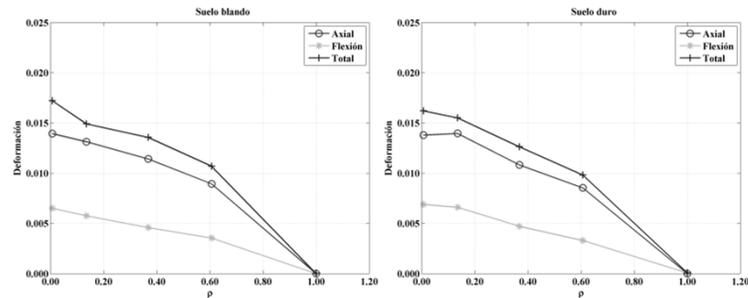


Figura 3: Variación de las deformaciones con la correlación en tuberías de tramos iguales (caso $L=10.0$ m).

La segunda tiene que ver con las funciones de influencia de los desplazamientos longitudinales y transversales. El modelo parte de la hipótesis de una tubería con un número de apoyos tal que se puede considerar infinita. Esto permite que la función de influencia para el desplazamiento de un apoyo en el modelo tenga dos características importantes: su simetría respecto al apoyo desplazado y su invariabilidad respecto del apoyo que se mueva. Estas hipótesis son bastante cercanas a la realidad cuando se calculan las deformaciones en tramos de tuberías lejos de los extremos de las mismas y para un número “grande” de tramos. Cuando se calculan deformaciones cerca de los extremos de la tubería o tuberías con uno o dos tramos se obtienen errores debidos a que esta hipótesis deja de ser cierta. Finalmente, la tercera tiene que ver con el hecho de que el modelo estima valores medios de las deformaciones máximas en una tubería. El modelo se basa en el método modal espectral y busca estimar la esperanza de las deformaciones en una tubería como respuesta a cualquier conjunto de movimientos en sus apoyos de los cuales sólo se conoce su desplazamiento máximo, sus espectros de respuesta y la correlación entre ellos. Por su parte, los resultados hallados con elementos finitos corresponden a un conjunto particular de movimientos en los apoyos. Estadísticamente hablando, los resultados obtenidos por medio del modelo constituyen la media de una variable aleatoria (las deformaciones) y no un valor particular.

4.3.2 Tuberías con tramos diferentes

Para las tuberías con tramos diferentes, el error relativo medio de las deformaciones halladas con el modelo propuesto y con elementos finitos para las tuberías con $L_1=L_2$ sobre suelo blando es de 13.0 %, 65.0 % y 43.0 % para las deformaciones axial, flectora y total respectivamente, y sobre suelo duro es de 19.0 %, 60.0 % y 50.0 % para las deformaciones axial, flectora y total respectivamente, para todos los casos de correlación considerados. De otro lado, el error relativo medio para tuberías con $L_1 \neq L_2$ sobre suelo blando es de 13.0 %, 72.0 % y 37.0 % para las deformaciones axial, flectora y total respectivamente, y sobre suelo duro es de 18.0 %, 56.0 % y 42.0 % para las deformaciones axial, flectora y total respectivamente, para todos los casos de correlación considerados. La variación del error relativo con la correlación para aquellos casos de las tuberías con tramos diferentes considerados, se muestran en las Figuras 6 y 7 respectivamente.

Para las tuberías con tramos diferentes se hallaron mayores valores de error relativo que para las tuberías con tramos iguales, especialmente en las deformaciones flectoras en suelo duro. De acuerdo con estos valores se puede concluir que la componente inercial de la deformación flectora en suelo duro es, en promedio, 10 veces mayor que en suelo blando. Estos incrementos en los valores de los errores pueden explicarse a partir de dos hechos: una mayor participación la componente inercial en la respuesta total en dichas tuberías y a la falta de ajuste de las tuberías con tramos diferentes a algunas de las hipótesis del modelo.

En primer lugar, en el modelo se asume que el primer modo de vibración es el único que participa en la respuesta estructural y que además no cambia de signo y de forma entre tramos. Los resultados numéricos para tuberías con tramos diferentes muestran que el primer modo de vibración no es el único con participación importante en la respuesta, y que cambia de signo y de forma entre tramos. El cambio de signo en la forma modal hace más flexible a la tubería, aumentando la participación de la componente inercial en la respuesta total. Sin embargo, lo anterior no es suficiente por sí solo para explicar por qué dicho aumento se acentúa más en condición de suelo duro, ya que los modos de vibración son una propiedad de la estructura que no se ve alterada por las condiciones del suelo sobre el que ésta se encuentra. Como se mencionó, los cambios de signo en la forma modal fundamental entre tramo y tramo en las tuberías con tramos diferentes hacen que éstas tengan frecuencias de vibración mucho menores que para una tubería con tramos iguales, en las cuales el modo no cambia de signo. Estas nuevas frecuencias de vibración del primer modo son muy cercanas a las frecuencias contenidas en las excitaciones sísmicas en suelo duro. La respuesta espectral de los movimientos sísmicos utilizados, para las frecuencias cercanas a la del primer modo de vibración de las tuberías con tramos



diferentes, es 10 veces mayor en suelo duro que en suelo blando. Esto explica por qué la participación de las deformaciones inerciales en la respuesta total en suelo duro es, en promedio, casi 10 veces mayor que en suelo blando.

Adicionalmente a los cambios de signo en el primer modo de vibración, la presencia de tramos de diferentes longitudes hace que las formas modales no sean iguales entre tramo y tramo. Incluso, en las tuberías con tramos iguales, la igualdad en las formas modales es cierta sólo si se analizan tramos de la tubería lejos de los extremos. Dado que en el modelo se supone que la forma modal es la misma en todos los tramos de la tubería, se tendría así otra causa de error en los resultados predichos por el mismo para las deformaciones en tuberías con tramos diferentes. La función de influencia para los desplazamientos transversal y longitudinal también se ve mucho más afectada en tuberías de tramos diferentes que en aquellas con tramos iguales. En virtud de que la tubería es considerada infinita y de tramos iguales en la deducción del modelo, se puede tomar una misma función sin importar qué apoyo se desplace. Esta situación garantiza que dicha función sea simétrica respecto al punto que se mueve y además que los factores de participación modal sean independientes del apoyo en cuestión. Para tuberías con tramos diferentes la función de influencia depende del apoyo que se desplace, perdiendo su carácter simétrico y haciendo además que el factor de participación modal dependa del apoyo que se desplace.

Finalmente, en las tuberías con tramos iguales no es posible dimensionar cómo las hipótesis sobre las que está basado el modelo afectan los valores que éste predice, ya que la mayoría de las simplificaciones que se hacen son acerca de la componente inercial de deformación, la cual es despreciable cuando se compara con la cuasiestática en las tuberías antes mencionada. De hecho, el único caso en el cual se puede “ver” la componente inercial es cuando los movimientos en los apoyos están completamente correlacionados. En cambio en las tuberías con tramos diferentes y apoyadas en suelo duro es donde es posible dimensionar cómo las hipótesis del modelo afectan los resultados que éste predice, puesto que en este caso la componente inercial de la deformación empieza a ser igual de importante a la cuasiestática, y por lo tanto ya no es despreciable.

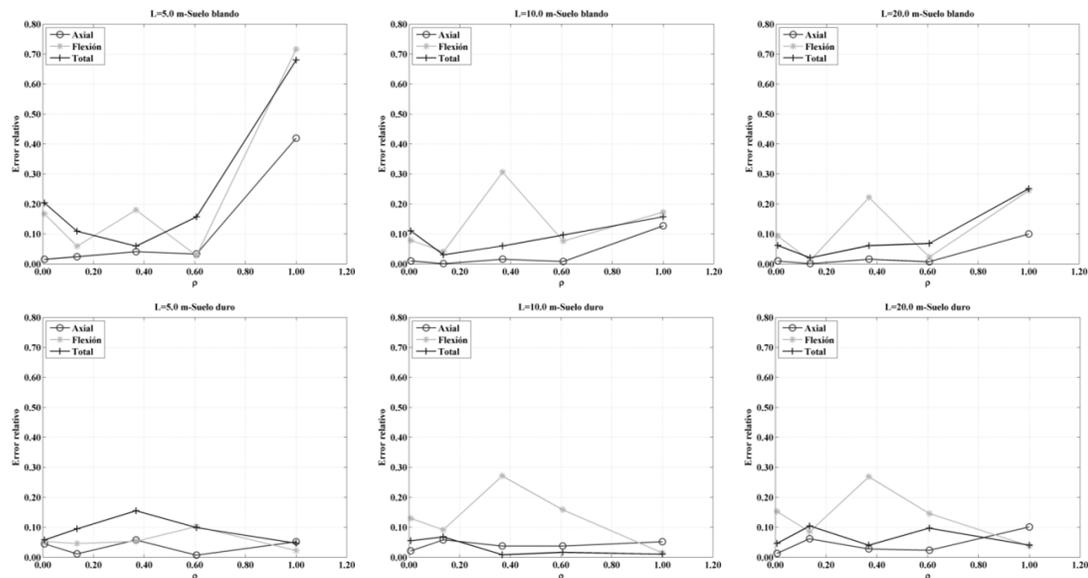


Figura 4: Variación del error relativo con la correlación en tuberías con tramos iguales.

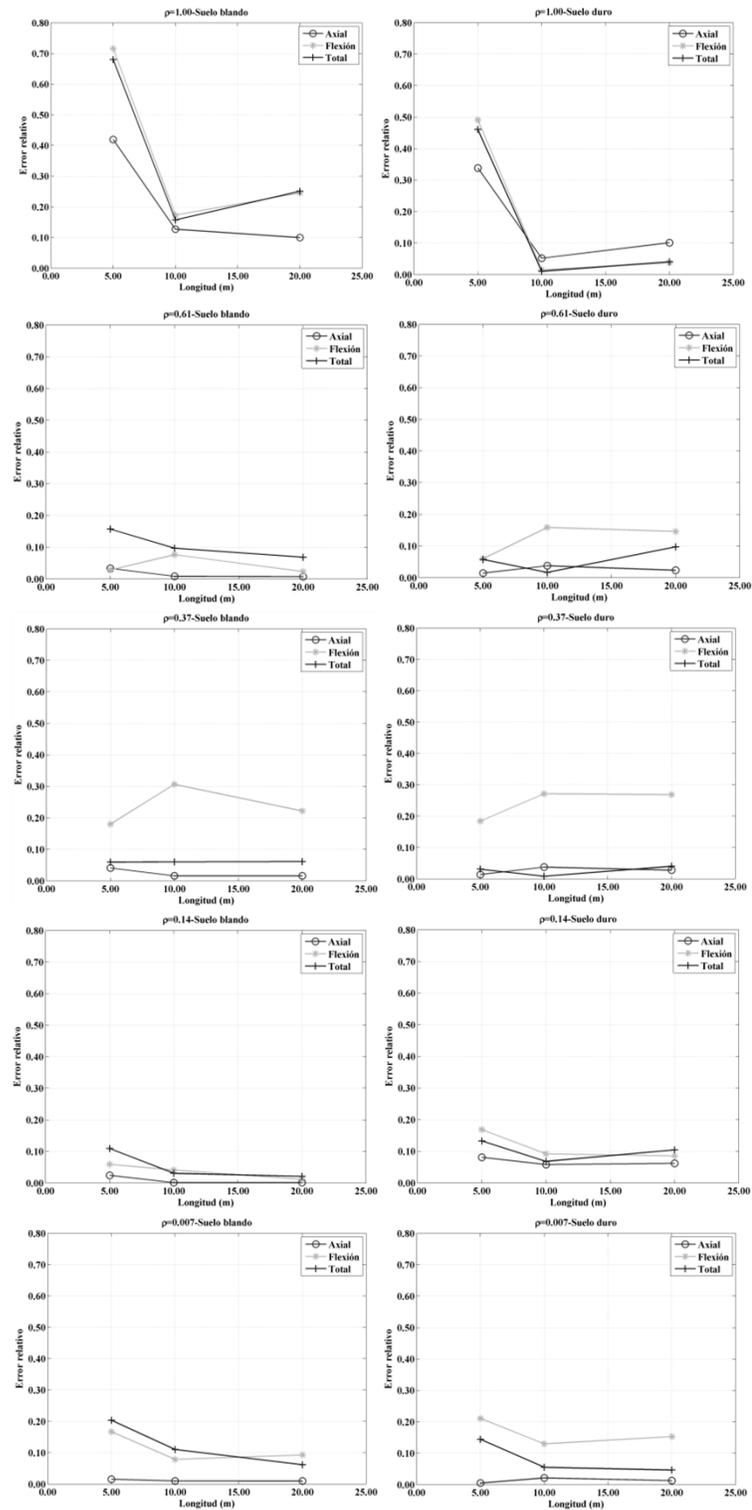
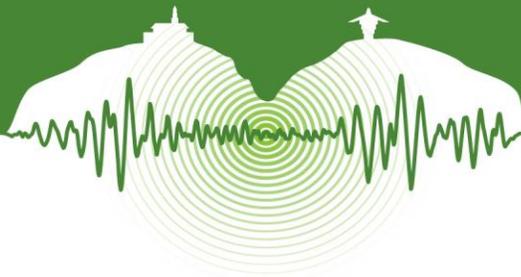


Figura 5: Variación del error relativo con la longitud en tuberías de tramos iguales.

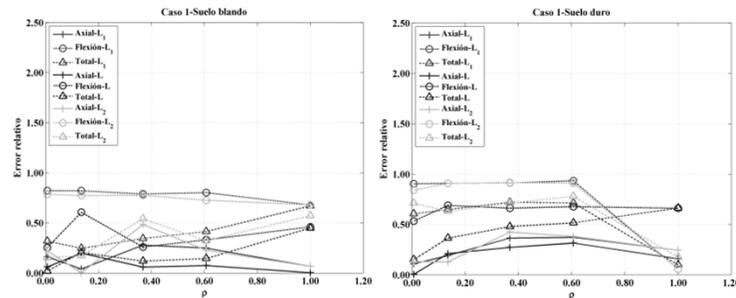
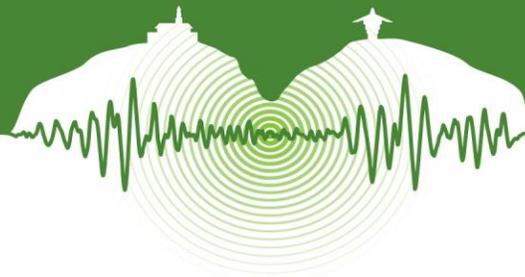


Figura 6: Variación del error relativo con la correlación en tuberías de tramos diferentes ($L_1=L_2$).

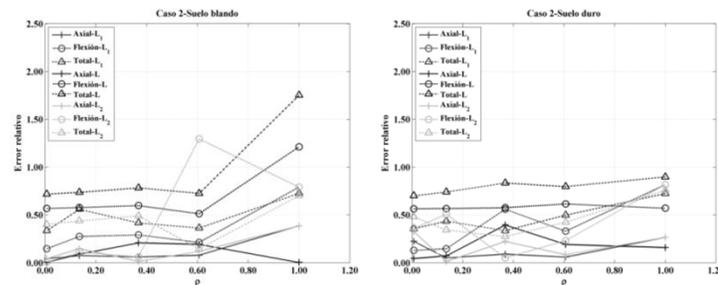


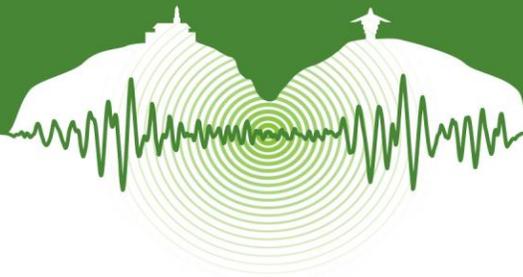
Figura 7: Variación del error relativo con la correlación en tuberías de tramos diferentes ($L_1 \neq L_2$).

5 CONCLUSIONES

Se realizó la validación de un modelo sencillo que permite estimar la esperanza de las deformaciones máximas que sufriría una tubería superficial sometida a movimientos sísmicos en tres direcciones ortogonales y con algún grado de correlación entre ellos como función de la distancia entre los apoyos. Para llevar a cabo dicha validación se definieron tuberías superficiales de sección tubular con tramos rectos de igual y diferente longitud, sometidas en sus apoyos a historias de tiempo con distintos valores de correlación entre ellas. Para los tipos de tuberías definidos se determinaron las deformaciones inducidas por sismo usando el método de análisis dinámico modal cronológico por medio de un software de elementos finitos, para luego ser comparadas con las deformaciones calculadas por medio del modelo propuesto y poder determinar los alcances y limitaciones del mismo.

En las tuberías con tramos iguales se pudo verificar, de acuerdo a lo que se predice en el modelo, que la componente cuasiestática de las deformaciones es quien más participación tiene en la respuesta total, pudiéndose despreciar la componente inercial de las mismas. En las tuberías con tramos diferentes se encontró que la componente inercial de la deformación puede tener una participación casi igual a la componente cuasiestática en la respuesta total en condiciones de suelo duro. Esto se debe a que la presencia de tramos de diferente longitud en la tubería hace que se presenten cambios de signo en el primer modo de vibración, disminuyendo la frecuencia fundamental de vibración y haciéndola cercana a algunas componentes de frecuencia de la excitación, que en suelo duro tienen amplitudes casi 10 veces mayores que en suelo blando.

Los valores de los errores relativos medios obtenidos entre las deformaciones estimadas con el modelo validado y con los modelos numéricos para tuberías con tramos iguales sobre suelo blando son 6.0 %, 14.0 % y 13.0 % para las deformaciones axial, flectora y total respectivamente, y para aquellas sobre suelo duro son 5.0 %, 13.0 % y 9.0 % para las deformaciones axial, flectora y total respectivamente, para todos los valores de correlación considerados. Para las tuberías con tramos diferentes, los errores relativos medios para aquellas con $L_1=L_2$ sobre suelo blando son 13.0 %, 65.0 % y 43.0 % para las deformaciones axial, flectora y total respectivamente, y sobre suelo duro son 19.0 %, 60.0 % y 50.0 % para las deformaciones axial, flectora y total respectivamente, y finalmente, para aquellas con $L_1 \neq L_2$ sobre suelo blando son 13.0 %, 72.0 % y 37.0 % para las deformaciones axial, flectora y total respectivamente, y sobre suelo duro son 18.0 %, 56.0 % y 42.0 % para las deformaciones axial, flectora y total respectivamente, para todos los casos de correlación considerados. Los anteriores valores de los errores obtenidos muestran



que las hipótesis del modelo no afectan en forma importante los resultados cuando éste se aplica a tuberías con tramos iguales. Por su parte, cuando se aplica a tuberías con tramos diferentes se presenta un aumento en el error relativo medio en general, debido a que algunas hipótesis del modelo dejan de cumplirse cuando se tienen tramos diferentes. A pesar de lo anterior, puede decirse que el modelo proporciona estimaciones precisas de la esperanza de las deformaciones máximas a las que puede verse sometida una tubería debido a la acción de sismos.

Los resultados numéricos demostraron que las deformaciones en un tramo de tubería son independientes de las de los tramos adyacentes al tramo en estudio, por lo que una tubería con tramos iguales puede ser analizada a partir de un solo tramo de ésta.

Se recomienda el uso del modelo para estimar las deformaciones máximas por sismo en tuberías con tramos iguales para cualquier condición de suelo y en tuberías con tramos diferentes en condición de suelo blando, en cuyos casos la componente inercial de las deformaciones resulta despreciable y sólo la componente cuasiestática de las deformaciones es la que controla la respuesta de dichos sistemas estructurales.

REFERENCIAS

- Abrahamson, N.A. 1985. Estimation of seismic wave coherency and rupture velocity using the SMART 1 strong motion array recordings. *Ph.D. Thesis*. Universidad de California –Berkeley.
- Clough, R.W. and Penzien, J. 2003. *Dynamics of structures*. 3a edición. Computers and Structures. Berkeley. 2003.
- Harichandran, R.S. and Wang, W. 1990. Response of indeterminate two-span beams to spatially varying seismic excitation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol 19, N° 2, pp. 173-187.
- Jaramillo, J.D. 2014. Estimación de deformaciones producidas por sismo en conducciones superficiales. 2014. *En revisión*.
- Kiureghan, A.D. and Neuenhofer A. 1992. Response spectrum method for multi-support seismic excitations. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol 21, pp. 713-740.
- Price, T.E. and Eberhard, M.O. 1998. Effects of spatially varying ground motions on short bridges. *Journal of Structural Engineering*. Vol 124, N° 8, pp. 948-955.
- Shama, A.A. 2007. Simplified procedure for simulating spatially correlated earthquake ground motions. *Engineering Structures*. Vol 29, pp. 248-258.
- Wagner, S.D., Lee, L.C. and Trifunac, M.D. 1979. Structural response to traveling seismic waves. *Journal of the Structural Division*. Vol 105, N° 12, pp. 2547-2564.
- Zerva, A. and Zervas, V. 2002. Spatial variation of seismic ground motions: an overview. *Applied Mechanics Reviews*. Vol 55, N° 3, pp. 271-297.
- Zerva, A. 1990. Response of multi-span beams to spatially random ground motions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol 19, pp. 819-832.



Pórticos híbridos en Colombia. Un análisis comparativo Hybrid RCS frames in Colombia. A comparative analysis

Juan Camilo Alvarez Botero^{1*}, Edwin Adolfo Ramírez Casas², Juan Camilo Ortiz Restrepo³

¹*Gerente, Doing Estudio de Ingeniería, Medellín, Colombia*

²*Ingeniero de Proyectos, Doing Estudio de Ingeniería, Medellín, Colombia*

³*Gerente técnico, Doing Estudio de Ingeniería, Medellín, Colombia*

RESUMEN

Los sistemas híbridos de pórticos con columnas de concreto y vigas de acero (RCS moment frames) combinan de la manera más eficiente las ventajas del concreto y del acero. La aplicación de este sistema en zonas de amenaza sísmica moderada y alta ha sido investigada y viene creciendo en el mundo. Sin embargo, este sistema estructural ha sido tradicionalmente poco usado en Colombia debido en gran parte al desconocimiento y falta de compatibilidad entre las industrias del acero y el concreto. En este trabajo se presentan los aspectos más relevantes para el diseño de estos sistemas compuestos y su aplicación exitosa en tres proyectos de edificación para diferentes usos en el ámbito nacional. Se realiza un análisis comparativo en términos de desempeño estructural, aspectos constructivos y aspectos económicos con los sistemas tradicionales de acero. Los resultados obtenidos indican las ventajas económicas y constructivas del sistema híbrido lo cual representa un antecedente favorable para su implementación en Colombia.

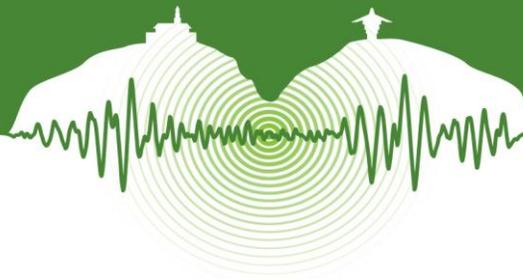
Palabras clave: pórticos híbridos, pórticos compuestos, estructuras híbridas.

ABSTRACT

Hybrid RCS moment frames combine, in a very efficient way, the advantages of concrete, used for columns, and the advantages of steel, used for beams. The use of this system in moderate and high seismic zones has been investigated and its application has been growing in the world. However, this structural system has not been very used in Colombia due mainly to lack of knowledge and lack of compatibility between the concrete and steel industries. In this paper the most relevant aspects for the design of this composite systems and its successful application to three different building projects in Colombia are shown. A comparative analysis with traditional steel frames is made in terms of structural behavior, constructive and economical issues. Results indicate the economic and constructive advantages of the hybrid RCS system, which represents a favorable argument for its use in Colombia.

Keywords: Hybrid frames, Composite frames, Hybrid RCS frames.

* camilo.alvarez@doingenieria.com



1 INTRODUCCIÓN

La construcción compuesta busca por principio maximizar los beneficios estructurales y económicos del concreto y del acero estructural haciendo uso eficaz de las ventajas de cada material. Los pórticos híbridos, conformados por columnas de concreto y vigas de acero (RCS moment frames), son un tipo de sistema estructural “compuesto” cuyo desempeño sísmico ha venido siendo investigado durante las últimas tres décadas con el objetivo de favorecer su aplicación en zonas de amenaza sísmica moderada y alta, con resultados satisfactorios. La falta de recomendaciones y estándares de diseño, sumado a la incompatibilidad entre las industrias del acero y del concreto en el medio Colombiano han limitado el uso de este sistema estructural, a pesar de representar una alternativa económicamente viable con respecto a los sistemas de pórticos tradicionales de acero o de concreto.

El sistema estructural de pórticos híbridos comenzó a introducirse a finales de los setentas y principios de los ochentas en Estados Unidos y Japón como una modificación a los sistemas tradicionales de pórticos de acero para edificaciones de mediana y gran altura, reemplazando las pesadas secciones metálicas de los pórticos típicos de acero por columnas de concreto, económicamente más eficientes para atender las demandas de carga axial (Cordova et al., 2005). Desde entonces los esfuerzos de investigación se han concentrado en estudiar especialmente las conexiones de las vigas de acero con las columnas de concreto y en definir guías de diseño que permitan la aplicación de estos sistemas en zonas de amenaza sísmica alta.

En Colombia, el criterio de rigidez para atender los límites de desplazamientos establecidos por la normativa, controla normalmente el diseño de los elementos verticales de las edificaciones en zonas de amenaza sísmica moderada y alta. Cuando se trata de sistemas estructurales de pórticos resistentes a momento, el uso de columnas de concreto, comparado con columnas de acero permite otorgar mayor rigidez a las edificaciones a un menor costo. Por otro lado, lograr entresijos livianos y garantizar la ductilidad del sistema de resistencia sísmica mediante un mecanismo de plastificación en los extremos de las vigas son las condiciones ideales que se pretenden en el diseño de un sistema de pórticos; condiciones que favorecen el uso de entresijos con vigas metálicas. Precisamente son estas las características que hacen que los pórticos híbridos resulten en un sistema estructural económico, con un desempeño sísmico deseable, y que además representa ventajas desde el punto de vista constructivo.

En este trabajo se presentan los aspectos más relevantes a considerar en el diseño de pórticos híbridos, se exponen tres casos reales de aplicación del sistema en Colombia, y se compara el desempeño sísmico para uno de dichos casos con el de un sistema tradicional de pórticos resistentes a momento de acero, mediante la técnica de análisis estático no lineal o “Push Over analysis”. El desempeño se evalúa en términos de la resistencia, capacidad de ductilidad y evolución del daño de cada sistema estructural, y finalmente se lleva a cabo un análisis económico comparativo. Además de las ventajas constructivas del sistema de pórticos híbridos, los resultados obtenidos indican su adecuado desempeño sísmico y economía, que lo convierten en una interesante alternativa a los sistemas de pórticos tradicionales de concreto o de acero.

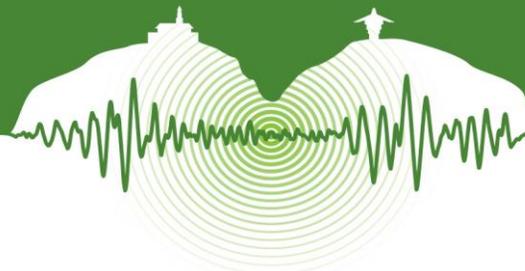
2 ESTADO DEL ARTE

El principal objetivo de las investigaciones en sistemas de pórticos híbridos ha sido el de entender el comportamiento de las conexiones compuestas entre vigas de acero y columnas de concreto, pues el diseño de los miembros (columnas de concreto reforzado y vigas de acero o compuestas) es relativamente sencillo, siguiendo las metodologías de diseño y provisiones para concreto y acero respectivamente.

En los años ochenta, fueron ensayados en Japón alrededor de 400 prototipos de conexiones compuestas viga-columna de pórticos híbridos y 17 en los Estados Unidos. Muchos de los prototipos ensayados en Japón correspondían a conexiones patentadas para ser usadas por compañías de construcción Japonesas, mientras que los prototipos ensayados en Estados Unidos correspondieron a dos series de ensayos llevados a cabo en la Universidad de Texas Austin por Deierlein et al. (1989) y Sheikh et al. (1989). Con base en estas investigaciones se propusieron ecuaciones de diseño que serían la base para una guía de diseño publicada por la ASCE en 1994 para el diseño de conexiones entre vigas de acero y columnas de concreto reforzado (Cordova et al., 2005).

En 1992 el “U.S.– Japan Cooperative Earthquake Research Program on Composite and Hybrid Structures” definió el sistema de pórticos híbridos como una de las líneas principales de investigación del programa. Durante 5 años se condujeron ensayos sobre 56 prototipos de conexiones (33 en Japón y 23 en Estados Unidos) con el objetivo específico de investigar los mecanismos de transferencia internos en el nudo compuesto. Además de los ensayos del programa, Kanno y Deierlein (1993;1997) ensayaron 19 prototipos de conexiones más y adelantaron pruebas adicionales para investigar la resistencia al aplastamiento en los nudos, por encima y por debajo de la viga de acero. Esta nueva serie de ensayos contribuyó a entender el comportamiento de varias configuraciones de conexión y los mecanismos de transferencia de fuerzas en el nudo (Cordova et al., 2005).

Cordova y Deierlein (2005) presentan esquemáticamente en su trabajo los tipos de conexiones que han sido ensayadas. En esencia, los ensayos se han adelantado sobre dos tipologías de conexiones; la primera en la que la viga de acero es continua a través de



la columna de concreto y la segunda en la que las aletas de la viga se interrumpen en las caras de la columna para dar continuidad a esta última y su arreglo de refuerzo. Los ensayos, en general, han indicado que cuando se provee un detallamiento adecuado para garantizar la transferencia de fuerzas entre las vigas y la columna, este tipo de nudos compuestos proveen la resistencia y ductilidad necesarias para garantizar un adecuado desempeño sísmico.

El tipo de conexión de la que existe mayor información disponible de resultados de ensayos, corresponde a la tipología de conexión en la que la viga pasa a través de la columna de concreto reforzado, como la que se muestra en la Figura 1. Justamente para este tipo de conexión se desarrollaron la guía de diseño del ASCE (1994) y posteriores propuestas de ajuste a dicha guía por Parra-Montesinos et al. (2001; 2003), Kanno et al. (1997; 2002), Kuramoto y Nishiyama (2004) y Cordova y Deierlein (2005). Estas guías de diseño proporcionan un procedimiento detallado, bajo LFRD, que permite evaluar la resistencia del nudo, considerando los mecanismos de transferencia de fuerzas en el mismo.

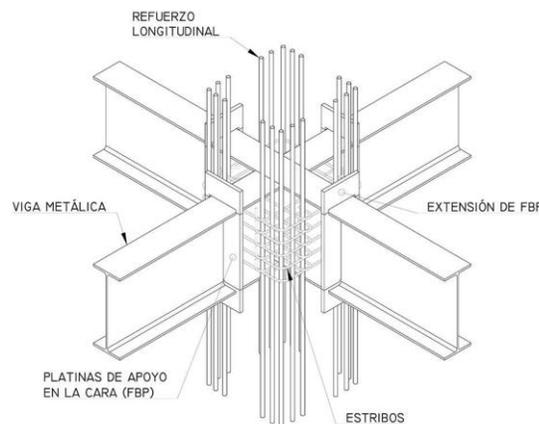


Figura 1: Conexión típica viga-columna en pórticos híbridos (viga pasando a través de la columna).

A la fecha, los autores no conocen reporte alguno de ensayos en el ámbito nacional de conexiones compuestas de pórticos híbridos, ni investigaciones sobre el desempeño sísmico del sistema de pórticos híbridos resistentes a momento.

3 METODOLOGIA DE ANÁLISIS Y DISEÑO

El diseño estructural de los elementos que conforman los pórticos híbridos es relativamente sencillo con base en los criterios de diseño y normativas aplicables a cada material. De esta manera, en Colombia el diseño de estos elementos puede llevarse a cabo atendiendo las prescripciones del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, en función de los materiales constitutivos de la estructura. Así, las columnas en concreto reforzado se diseñan con base en los requisitos del Título C, mientras que las vigas de acero o compuestas se diseñan con los criterios dados en el Título F de dicha norma.

Para el caso del diseño de las conexiones a momento viga-columna, actualmente no se cuenta con guías o criterios de diseño en la NSR-10 que apliquen para conexiones en pórticos híbridos resistentes a momento; sin embargo la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, o ASCE por sus siglas en inglés, publicó en 1994 el documento “Guidelines for Design of Joints Between Steel Beams and Reinforced Concrete Columns” el cual se usa como base para el diseño de las conexiones entre vigas metálicas y columnas de concreto reforzado.

El método de diseño se basa en determinar la resistencia del nudo considerando los mecanismos de transferencia de fuerzas en el mismo, como se esquematiza en la Figura 2. El procedimiento detallado de diseño está contenido en las guías de diseño del ASCE.

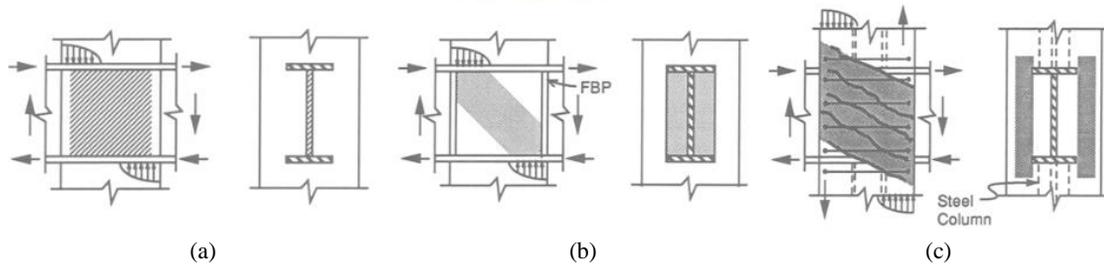
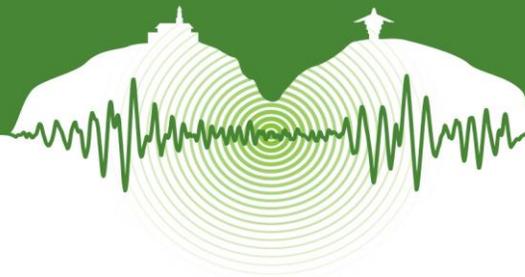


Figura 2: Mecanismos de resistencia a cortante en nudos de pórticos híbridos: (a) resistencia del alma de acero de la viga; (b) resistencia de las bielas de compresión interiores; (c) resistencia a compresión de los paneles de concreto exteriores.

4 CASOS DE ESTUDIO Y ANÁLISIS COMPARATIVO

4.1 Aplicaciones en Colombia

Como ya se ha dicho, el sistema de pórticos híbridos resistentes a momento ha sido poco usado en Colombia por diferentes razones; entre ellas, la falta de compatibilidad entre las industrias de la construcción en concreto y de fabricación de estructuras metálicas, la falta de normativas o guías de diseño y en parte por el desconocimiento de los sistemas compuestos.

Además de representar una alternativa económicamente competitiva y de probado excelente desempeño sísmico, con respecto a los sistemas tradicionales de pórticos en concreto o en acero, el sistema estructural de pórticos híbridos resistentes a momento tiene grandes ventajas desde el punto de vista constructivo. Este tipo de edificaciones puede construirse usando columnas metálicas livianas de montaje que permiten avanzar en altura varios niveles, logrando el avance de diferentes frentes de obra en pisos diferentes, como la colocación de la lámina colaborante y conectores de cortante, vaciado de concreto de los entrepisos y vaciado de las columnas de concreto que “encamisan” las columnas metálicas de montaje.

Con base en las guías y recomendaciones de diseño disponibles, el sistema de pórticos híbridos ha sido diseñado por los autores en algunos proyectos, entre los cuales, en este trabajo se destacan tres edificaciones para diferentes usos, en zonas de amenaza sísmica intermedia. La implementación de este sistema estructural en estos proyectos representó ahorros significativos comparados con alternativas de pórticos en concreto y acero, además de lograr la construcción en tiempos muy reducidos. En la Tabla 1 se presenta un resumen de las características más relevantes de dichos edificios.

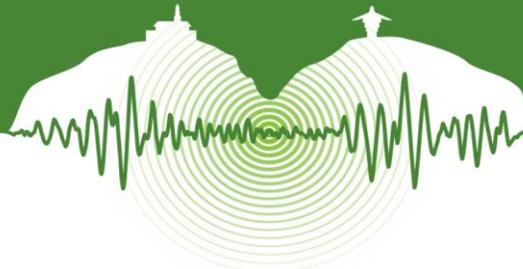
Tabla 1: Características generales de tres proyectos con pórticos híbridos en Colombia

Proyecto	Altura (m)	N° de pisos	Area en planta piso tipo (m ²)	Características				
				Uso	Ciudad	Zona de amenaza Sísmica	Carga viva de diseño (KN/m ²)	Periodo estructural (s)
Edificio 1	24.50	6	2775	Oficinas	Bogotá	Intermedia	2.0	0.97
Edificio 2	18.25	3	865	Industrial	Medellín	Intermedia	5.0 y 10.0	0.77
Edificio 3	10.25	2	1235	Comercial	Sincelejo	Intermedia	5.0	0.38

A continuación, Para el proyecto “Edificio 1” se presenta un análisis comparativo en términos de desempeño y finalmente económico entre la alternativa de pórticos híbridos finalmente implementada y una alternativa en pórticos de acero resistentes a momento.

4.2 Análisis comparativo

La comparación del desempeño estructural de un sistema de pórticos híbridos con un sistema de pórticos metálicos resistentes a momento se llevó a cabo mediante un análisis estático no lineal (pushover) sobre un pórtico plano en la dirección transversal del edificio (Ver Figura 3 y Figura 4). Por medio de este análisis se obtuvieron las curvas de capacidad para cada sistema estructural.



El análisis pushover se llevó a cabo con ayuda del software comercial SAP 2000, definiendo un patrón de cargas laterales correspondiente a la primera forma modal en la dirección de análisis. En el caso de las columnas, se definieron en el software las características de las rótulas con base en los criterios dados en FEMA 356 en función de la carga axial y el momento en la dirección analizada (P-M3), mientras que en el caso de las vigas, se definieron las rótulas en función del momento flector alrededor del eje mayor (M3) también de acuerdo con de acuerdo FEMA 356.

Previamente, para la obtención de los tamaños de los elementos estructurales metálicos y disposición de refuerzo de las columnas de concreto reforzado, se realizó un análisis dinámico modal espectral con la ayuda de un software de análisis y diseño comercial, mediante el cual se obtuvieron las sollicitaciones sobre los elementos estructurales, para posteriormente validar su diseño de manera que se cumplieran los requisitos de resistencia y rigidez prescritos en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.

Las dimensiones de los elementos estructurales están, para este caso, gobernadas por los requerimientos de rigidez para cumplir los límites de deriva especificados por la normativa.

Una vez obtenidas las curvas de capacidad se comparan los aspectos de desempeño estructural en términos de resistencia y ductilidad, como se resume a continuación

La estructura analizada se trata de una edificación para uso de oficinas de seis niveles ubicada en la ciudad de Bogotá, con seis pórticos en el sentido transversal y nueve pórticos en el sentido longitudinal con luces típicas de 8.0 m en cada dirección, con un sistema de entrepiso compuesto, con viguetas metálicas de perfiles laminados sobre las cuales se apoya un sistema de losa colaborante.

En la Tabla 2 se resumen las dimensiones de los elementos que conforman los pórticos para los dos sistemas estructurales objeto de comparación.

Tabla 2: Secciones de los elementos estructurales que conforman los pórticos analizados

Sistema Estructural	Pórtico Híbrido	Pórtico Metálico
Columnas	Concreto $b=0.50m$, $h=0.80m$	W30x191
Vigas	W21x50 y W24x55	W21x50 y W24x55

En la Figura 3 se muestra la planta típica del edificio y en la Figura 4 un pórtico típico transversal. Las imágenes corresponden al caso del edificio con pórticos híbridos.

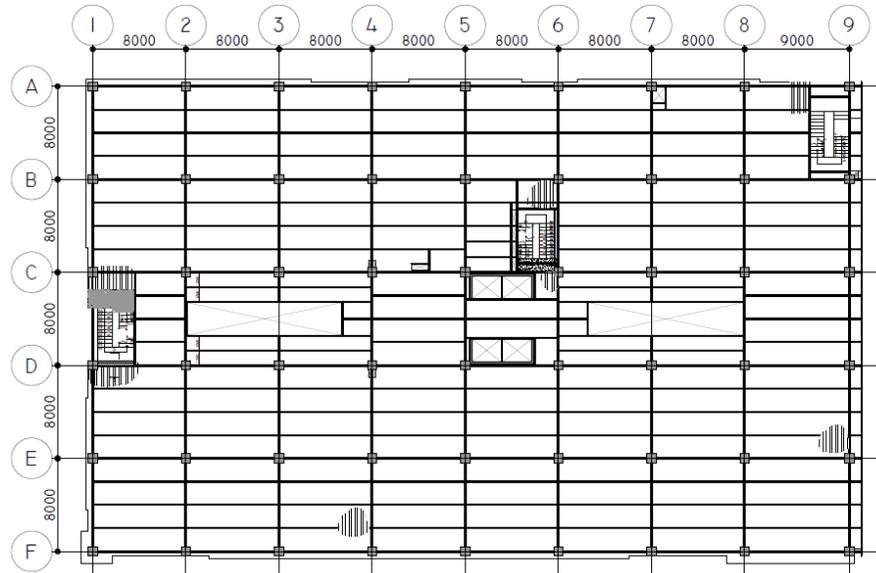
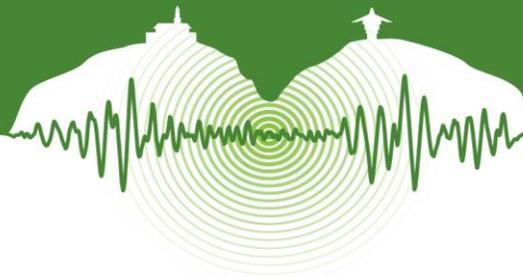


Figura 3: Planta estructural típica edificio analizado.

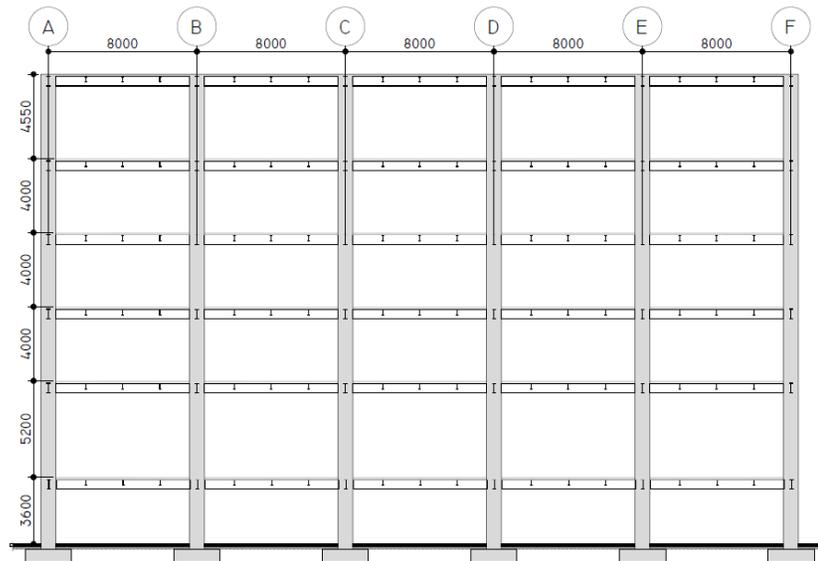


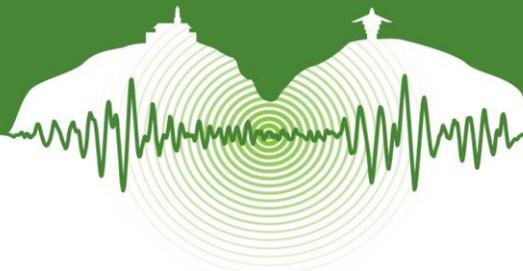
Figura 4: Pórtico transversal analizado.

4.3 Desempeño Estructural

La evaluación del desempeño estructural se realiza en función de dos parámetros:

- Capacidad: expresada como la máxima fuerza lateral que es capaz de desarrollar la estructura.
- Ductilidad: definida como la relación entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento de fluencia, la cual otorga una medida de la capacidad de disipación de energía histerética para estructuras dúctiles.

$$\mu = \Delta_u / \Delta_y \quad (2)$$



Paralelamente al desempeño estructural se llevó a cabo una comparación económica básica en términos de los costos directos de los materiales de cada alternativa, para el pórtico plano.

En la Figura 5 se presentan las curvas de capacidad para cada una de las dos alternativas de pórticos analizados. En la gráfica se indican también los valores de los cortantes basales de diseño.

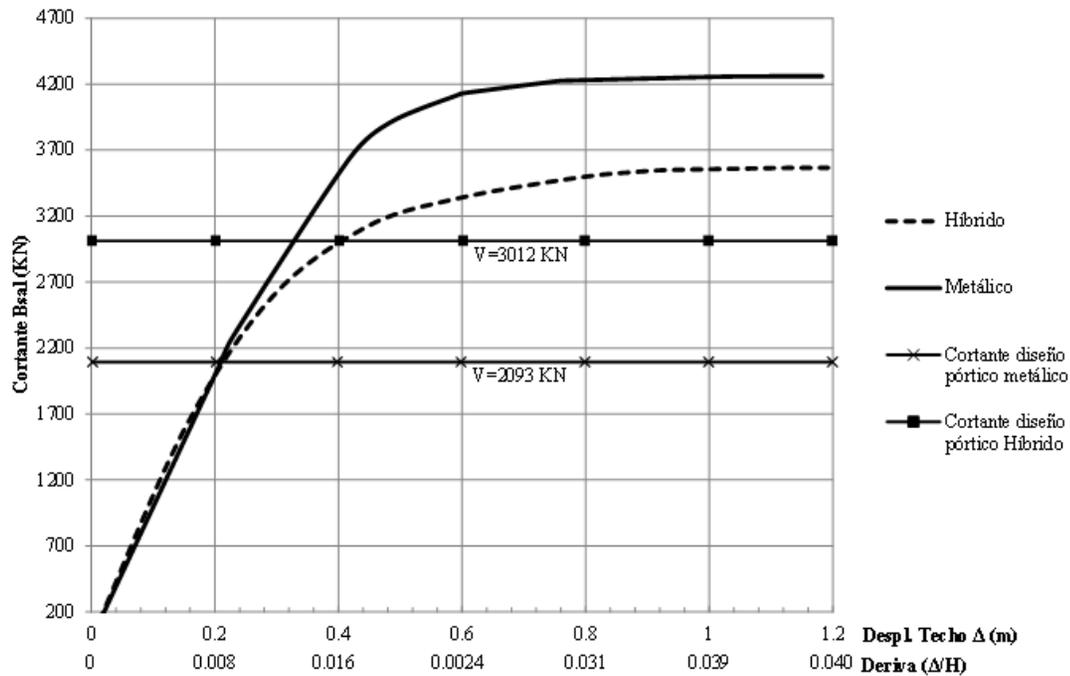


Figura 5: Curvas de capacidad para los pórticos en el sentido transversal.

Los resultados obtenidos a partir del análisis estático no lineal permiten concluir que:

- El sistema estructural de pórticos metálicos resistentes a momento exhibe una relación de sobre-resistencia mucho mayor el sistema estructural de pórticos híbridos resistentes a momento. Lo anterior como resultado de que el sistema de pórticos metálicos requiere columnas con una resistencia adicional innecesaria para cumplir con los requerimientos de rigidez requeridos para limitar los desplazamientos a los límites de la NSR-10. Visto así, el sistema de pórticos híbridos resulta en una solución de diseño más eficiente.
- Los niveles de ductilidad que alcanza un sistema de pórticos híbridos son satisfactorios y garantizan un comportamiento sísmico adecuado en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta.

4.4 Evolución del daño y mecanismo de falla

En las Figuras 7 y 8 se presenta la evolución del comportamiento de las zonas de plastificación (rótulas plásticas) a medida que se incrementa la fuerza lateral y por lo tanto los desplazamientos laterales en la cubierta (Δ) sobre los pórticos analizados. La convención de colores en los sitios de formación de rótulas plásticas indica el grado de demanda en términos de deformación de la sección analizada y corresponde con los criterios de niveles de desempeño definidos en FEMA 356, tal como se indican en la Figura 6.

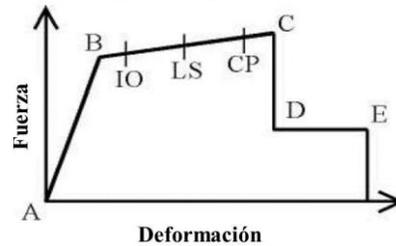
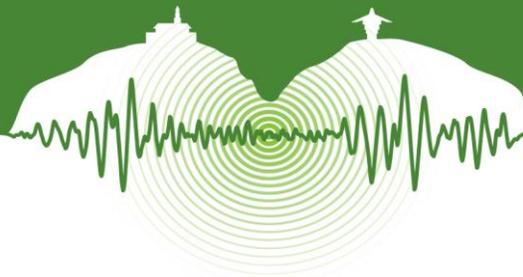


Figura 6: Curva indicadora de riesgo².

La convención de colores que indica el software de análisis no lineal, y que corresponde con la Figura 6 se muestra en la Figura 7.

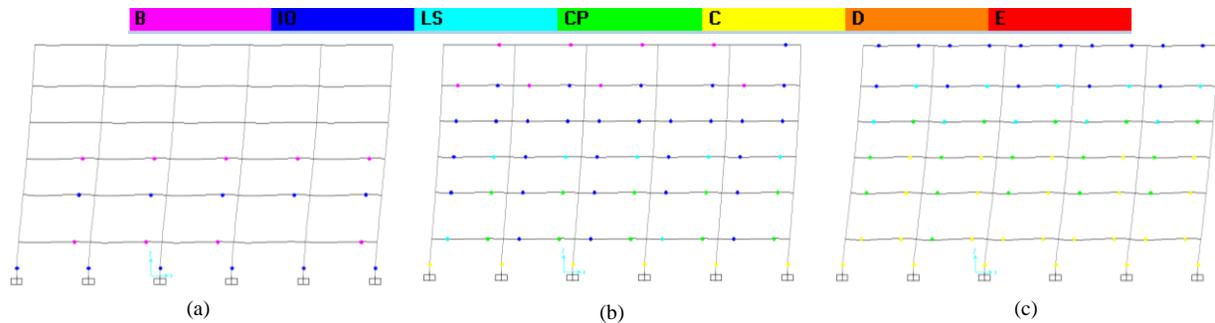


Figura 7: Secuencia de formación de rótulas plásticas en pórtico híbrido.

(a) $\Delta=0.292$ m; (b) $\Delta=0.480$ m (c) $\Delta=1.530$ m

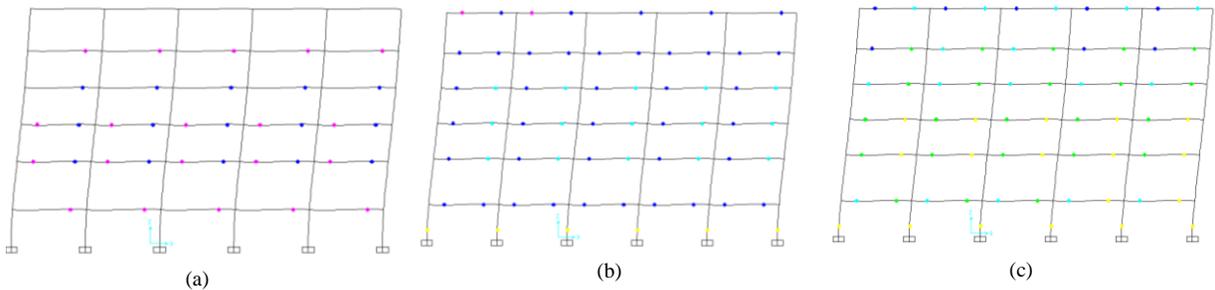
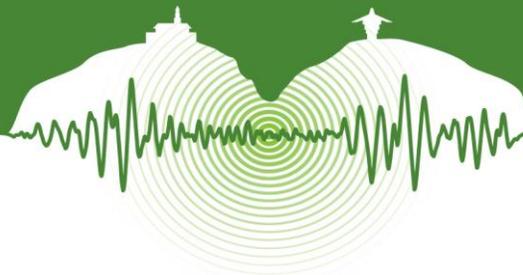


Figura 8: Secuencia de formación de rótulas plásticas en pórtico metálico.

(a) $\Delta=0.417$ m; (b) $\Delta=0.67$ m; (c) $\Delta=1.183$ m

Como se aprecia en las Figuras 7 y 8, tanto para el sistema de pórticos metálicos como el de pórticos híbridos se obtuvieron mecanismos con formación de rótulas plásticas en las vigas. El sistema de pórticos híbridos permite desarrollar un mecanismo dúctil que concentra la plastificación en los extremos de las vigas, manteniendo elásticas las columnas. Dadas las dimensiones usualmente requeridas para las columnas de concreto en estos sistemas, el criterio de columna fuerte viga débil se cumple generalmente de manera automática.

² FEMA-356 (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, ASCE Noviembre de 2000.



4.5 Aspectos económicos

Adicional al desempeño sísmico, en este trabajo se lleva a cabo un análisis básico de los aspectos económicos para los dos sistemas estructurales comparados. En las tablas 3 y 4 se resume un análisis económico de costos de los materiales para cada alternativa, de un pórtico plano como el analizado.

Tabla 3: Análisis de costos directos pórtico híbrido

ITEM	REFERENCIA	UNIDAD	CANT.	PRECIO UNIT.	SUB TOTAL
Concreto reforzado columnas	0.80x0.80	m ³	97.8	\$ 320.000	\$ 31.280.333
Acero de refuerzo columnas	-	kg	21446.1	\$ 2.500	\$ 53.615.373
Columnas metálicas montaje	HEA 200	kg	6459.2	\$ 7.500	\$ 48.444.075
Vigas metálicas	W24x55	kg	2958.8	\$ 7.500	\$ 22.191.000
Vigas metálicas	W21x50	kg	16304.0	\$ 7.500	\$ 122.280.000
					\$ 277.810.781

Tabla 4: Análisis de costos directos pórtico metálico

ITEM	REFERENCIA	UNIDAD	CANT.	PRECIO UNIT.	SUB TOTAL
Columnas metálicas	W30x191	kg	43108.7	\$ 7.500	\$ 323.315.528
Vigas metálicas	W24x55	kg	2958.8	\$ 7.500	\$ 22.191.000
Vigas metálicas	W21x50	kg	16304.0	\$ 7.500	\$ 122.280.000
					\$ 467.786.528

Los resultados de una comparación básica entre el valor de los materiales para cada alternativa pueden resumirse en que:

- Los pórticos metálicos resultan, en este caso, un 68% más costosos que la alternativa en pórticos híbridos, en términos de costos directos.
- Las columnas de concreto son claramente más eficientes para atender los requerimientos de rigidez. La sobre-resistencia innecesaria que tienen las columnas de acero en el caso de pórticos metálicos para cumplir con los requisitos de rigidez representa sobrecostos muy importantes en la estructura.
- A estos análisis básicos de precios pueden además incorporarse variables como los requerimientos de protección contra fuego adicionales que se requieren para el caso de columnas metálicas y que quedan automáticamente atendidos por las columnas de concreto.



CONCLUSIONES

En este trabajo se presentan los aspectos más relevantes a considerar en el diseño de pórticos híbridos, se presentan tres casos reales de aplicación del sistema en Colombia, y se compara el desempeño sísmico para uno de dichos casos con el de un sistema tradicional de pórticos de acero resistentes a momento, mediante la técnica de análisis estático no lineal o “Push Over analysis”.

Los pórticos metálicos exhiben relaciones de sobre-resistencia mucho mayores que los pórticos híbridos, como resultado de que requieren columnas con una resistencia adicional innecesaria para cumplir con los requerimientos de rigidez para limitar los desplazamientos a los límites de la NSR-10.

La resistencia y ductilidad que se alcanza con un sistema de pórticos híbridos, garantizan un adecuado desempeño en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta. Un detallado adecuado de las conexiones viga-columna garantiza la formación de un mecanismo dúctil del sistema, mediante la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas metálicas.

Las ventajas económicas de los pórticos híbridos resistentes a momento comparados con un sistema de pórticos de acero resistentes a momento son notables y convierten el sistema de pórticos híbridos en una alternativa que utiliza eficientemente las propiedades de cada material.

Se requiere conducir una investigación a profundidad en el ámbito nacional del sistema de pórticos híbridos resistentes a momento y su aplicación en el país, en el que se aborden ensayos de conexiones viga-columna desarrollados a nivel nacional para validar el detallamiento de acuerdo con las prácticas constructivas locales.

AGRADECIMIENTOS

Un agradecimiento especial al Profesor Ricardo Bonnet de la Universidad de Medellín, por su disponibilidad y ayuda para el desarrollo de este trabajo.

REFERENCIAS

- ASCE Task Committee on Design Criteria for Composite Structures in Steel and Concrete. 1994. Guidelines for design of joints between steel beams and reinforced concrete columns. *Journal of Structural Engineering*. Vol 120, N° 8, pp. 2330-2351
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. 2010. *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10*, Bogotá.
- Cordova, P.P. and Deierlein, G.G. 2005. Validation of the Seismic Performance of Composite RCS Frames: Full-Scale Testing, Analytical Modeling, and Seismic Design. Reporte N° 155. The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.
- FEMA-356. 2000. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. *ASCE*. Noviembre de 2000.
- Mehanny, S.S. and Deierlein, G.G. 2000. Modeling of Assessment of Seismic Performance of Composite Frames with Reinforced Concrete Columns and Steel Beams. Reporte N° 135. The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.
- Nishiyama, I; Kuramoto, H. and Noguchi, H. Guidelines: Seismic Design of Composite Reinforced Concrete and Steel Buildings. *Journal of Structural Engineering*. Vol 130, N° 2, pp. 336-332.
- Parra-Montesinos, G. and Wight, J.K. 2001. Modeling Shear Behavior of Hybrid RCS Beam-Column Connections. *Journal of Structural Engineering*. Vol 127, N° 1, pp. 3-11.



Diseño del sistema de resistencia sísmica en edificaciones de entramado ligero en Guadua laminada

Design of the lateral load resisting system in light-frame laminated Guadua buildings

Leonardo Garcia¹, Juan F. Correal², Juan S. Echeverry³

¹Asistente Graduado, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia

²Profesor Asociado, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia

³Asistente de Investigación, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia

RESUMEN

El alto déficit de vivienda en Colombia, estimado en 3'800,000 unidades según el último censo, ha conducido a la búsqueda y desarrollo de sistemas constructivos eficientes, funcionales, seguros, económicos, rápidos de construir, y de buena apariencia. Una de las alternativas de tipo constructivo que ha demostrado ser viable técnica y económicamente en países con riesgo sísmico alto ha sido el sistema de entramado ligero en madera basado en muros de corte en madera. Este sistema posee ventajas como su alta relación resistencia-peso y facilidad de construcción. Los sistemas de entramado ligero en madera son el tipo más común de construcciones residenciales en Estados Unidos (90% a nivel nacional, y 99% en California). Sin embargo, la explotación de madera es cada vez más limitada debido a regulaciones ambientales y escasez del recurso natural. Por esta razón, globalmente ha aumentado el interés por el estudio de materiales renovables y disponibles localmente, identificando el bambú como una alternativa importante frente a la madera. En el caso colombiano, la *Guadua angustifolia* Kunth es el bambú de porte alto con mayor aplicación en la construcción, y tradicionalmente utilizado en construcciones vernáculas con gran éxito. No obstante, la construcción de viviendas a una escala que permita atacar el déficit de vivienda requiere una producción industrializada y eficiente de elementos de Guadua, que no es posible alcanzar con el método constructivo tradicional. Debido a lo anterior, la Universidad de los Andes se encuentra desarrollando un proyecto de investigación sobre el comportamiento estructural de sistemas de entramado ligero de Guadua laminada, cuyo proceso productivo de manera industrializada permitiría cubrir de manera más eficaz las necesidades actuales de vivienda en el país. Como parte de este proyecto, se desarrollaron prototipos de vivienda arquitectónicos modulares para familias de escasos recursos basados en sistemas de entramado ligero en Guadua laminada, buscando una solución técnica y económicamente factible, que cumpla los requisitos de seguridad y funcionalidad. Los prototipos desarrollados consisten en dos casas de dos pisos, y un edificio de cinco pisos. Este artículo presenta los resultados del análisis y diseño estructural de los muros de corte y diafragmas de piso que componen el sistema de resistencia sísmica de estas edificaciones, siguiendo las recomendaciones de códigos de diseño internacionales.

Palabras clave: *Guadua angustifolia* Kunth, sistema de entramado ligero, Guadua laminada, vivienda modular.

ABSTRACT

The high housing deficit in Colombia, estimated in 3'800,000 units according to the last census, has led to the research and development of efficient, functional, safe, low-cost, rapid and appealing constructive systems. One of the alternative constructive types that has proven to be technically and economically feasible in countries with high seismic risk is the light-frame system based on wood shear walls. This system possesses clear advantages such as its high strength-to-weight ratio and easy constructability. Wood light-frame systems are the most common type of residential buildings in the United States (90% nationwide, and 99% in California). However, wood exploitation is increasingly limited by environmental regulations and natural resource depletion. Hence, the interest around studying renewable and locally available resources has increased globally, identifying bamboo as an important alternative to wood. For the Colombian case, *Guadua angustifolia* Kunth is the giant species of bamboo with the highest applicability in construction, and has been traditionally used successfully in vernacular constructions. Nevertheless, the construction of housing units at a large scale that allows attacking this housing deficit requires an industrialized and efficient production process of Guadua elements, which is not possible using the traditional constructive methods. Due to the above, the Universidad de los Andes is currently conducting a research project around the structural behaviour of light-frame laminated Guadua

¹ l.garcia1771@uniandes.edu.co



systems, whose industrialized production process would allow covering more effectively the current housing necessities in the country. As part of this project, modular housing architectural prototypes for low income families, based on light-frame Guadua laminated systems, were developed, in search for a technically and economically feasible solution, satisfying safety and functionality requirements. The prototypes developed herein consisted in two two-story houses, and a five-story building. This paper presents the results of the structural analysis and design of shear walls and floor diaphragms that comprise the lateral load resisting system of these buildings, following recommendations of international design codes.

Keywords: *Guadua angustifolia* Kunth, light-frame system, laminated Guadua, modular housing.

1 INTRODUCCIÓN

Las condiciones de la vivienda de interés social en Colombia han ido progresivamente en detrimento, en razón a que la búsqueda se ha visto forzada a enfocarse en cómo realizar exitosamente un proyecto de este tipo que sea económicamente viable y atractivo para todas las partes. El constante incremento en la demanda de vivienda evidenciado tras la comparación de los censos de 1993 y 2005 (4) (5), sugiere la búsqueda de una propuesta alternativa para la elaboración de un proyecto de estas características, de modo que las facilidades constructivas, de transporte y de consecución del material deriven en una mejora sustancial de las condiciones actuales. Así las cosas, en el 2012 el CIMOC (Centro de Investigación en Materiales y Obras Civiles) radicó ante Colciencias una propuesta para la investigación de los muros en Guadua laminada como una alternativa sostenible frente a esta problemática bajo la convocatoria 512 de 2012, fundamentada en resultados de investigaciones previas en las que este material demostró tener un alto potencial dado su excelente comportamiento estructural. Considerando que la propuesta de investigación fue aceptada y actualmente se encuentra en ejecución, el presente artículo hace parte del desarrollo de dicha investigación desarrollada por el CIMOC.

Teniendo como base el objetivo principal de la investigación adelantada, se ha encontrado que las edificaciones elaboradas a partir de Guadua laminada como material primario es un tópico nunca antes desarrollado a profundidad, y por ello requiere de estudios de comportamiento mecánico y estructural que sustenten las posibilidades de su uso. Paralelo a esto se debe dar cumplimiento a la reglamentación vigente en Colombia, la NSR-10. Queda claro entonces que el proyecto de investigación que adelanta el CIMOC debe cumplir a cabalidad con diferentes temáticas que contribuyan a la presentación de una propuesta viable. Como parte de estos lineamientos existe la necesidad del desarrollo de prototipos de vivienda de baja y mediana altura, en los que se determinen las condiciones reales a los que serán sometidos los diferentes elementos. El presente trabajo se enfoca en el proceso de diseño del prototipo de mediana altura (un edificio de 5 pisos), que parte de un diseño arquitectónico modular, habitable y agradable que mejore las condiciones actuales de la vivienda de interés social facilitando al proceso constructivo y reduciendo la cantidad de desperdicios a través de la modulación, pasando luego al diseño estructural de cada uno de los elementos que determinará las condiciones y esfuerzos a los que será sometido cada uno de ellos. Esto debido a que además de requerir el mismo procedimiento, las casas por su baja masa y altura cumplen en casi todos los casos con los mínimos estipulados. Para tal efecto se realizó el proceso en una ciudad de amenaza sísmica intermedia: Bogotá, y en una zona de amenaza sísmica alta: Cali, seleccionadas éstas por su población e importancia a nivel nacional. A continuación se dan a conocer los diferentes apartes de este trabajo, el cual está enmarcado en el proyecto titulado “Comportamiento Estructural de Vivienda Modular con Paneles de Guadua Laminada” desarrollado por el CIMOC financiado por Colciencias y que cuenta con la participación de la empresa Lusitanas.

2 SISTEMAS ESTRUCTURALES

El sistema estructural de las edificaciones de madera está compuesto típicamente por una serie de muros estructurales y un sistema de piso, ambos elaborados a partir de la combinación de elementos de sección rectangular y longitud variable (entramado) y de tableros o paneles de partículas orientadas (OSB). Esto es lo que se conoce como un sistema de entramado ligero, y que en este caso corresponde a un sistema de piso y una serie de muros dispuestos en las dos direcciones. Estos elementos trabajando en conjunto componen lo que será el sistema estructural de las edificaciones aquí desarrolladas transmitiendo y resistiendo tanto las fuerzas gravitacionales como las fuerzas sísmicas. Su resistencia es proporcional a la separación entre puntillas, de forma tal que una disminución en la separación de puntillas significará un aumento en la resistencia a cortante del tablero (diafragma o muros). Más adelante, en la Figura 10 se muestra la relación entre resistencia y separación para el caso de muros.

2.1 Sistema de Piso

A la hora de definir los parámetros de diseño es necesario establecer los elementos encargados de resistir las cargas gravitacionales así como aquellos encargados de soportar las fuerzas laterales (viento y sismo). En este caso el sistema de piso está compuesto por una serie de viguetas en donde descansan los tableros dispuestos de forma horizontal, conectados mediante una serie de puntillas (Figura 1). Este sistema es el encargado de recibir y transmitir la carga vertical hacia los muros y columnas complementarias en caso de haberlas, a la vez que cumple la función de diafragma horizontal encargándose así de resistir y transmitir las fuerzas sísmicas. Es decir que en caso de presentarse una fuerza lateral el diafragma de piso debe estar en capacidad de soportar los cortantes inducidos y transmitirlos a los muros de soporte. En caso de que en determinada línea de muros estos no sean continuos, el



elemento encargado de transmitir las fuerzas del diafragma a los muros en la línea se denomina colector. Adicionalmente en los puntos de apoyo de las viguetas se deben proveer una serie de elementos perpendiculares a la dirección de las viguetas llamados bloqueos. El diafragma puede ser bloqueado o no bloqueado, según la disposición de los tableros. La relación entre la resistencia del diafragma bloqueado (el mostrado en la Figura 1) y el diafragma no bloqueado es de alrededor de 1,2, de acuerdo con los valores de resistencia de diafragmas y muros en las tablas 4.2A y 4.3A del SDPWS (1). Esta relación fue utilizada para determinar la capacidad de los diafragmas y proceder con su diseño.

2.2 Muros Estructurales

En el caso de los muros, éstos están compuestos por un entramado vertical y horizontal conectado a una serie de tableros en una o ambas caras (Figura 2). Obedeciendo los lineamientos modulares del proyecto, las líneas de muros son una sucesión de muros individuales de 1.2m por 2.4m. Los muros se encargan de recibir la carga proveniente del sistema de piso y transmitirla a la cimentación y se desempeñan también como diafragmas verticales, encargándose de resistir el cortante producido por las fuerzas sísmicas así como de controlar los desplazamientos laterales de la edificación. Los elementos verticales que los componen reciben el nombre de pie-derechos, y son los que se encargan de transmitir la fuerza gravitacional a la vez que soportan el par de fuerzas producto del momento causado por el sismo. Los elementos horizontales del entramado se denominan soleras y se encargan de dar rigidez al muro y de transmitir parte del cortante de las viguetas a los paneles. Debido a que los muros continuos son la suma de muros modulares individuales, en la parte superior se requiere una segunda solera que dé continuidad a la transmisión de este cortante. Las puntillas externas son las que determinan la resistencia a cortante del muro en tanto que las internas se encargan de unir y restringir el pandeo de los elementos. En la parte inferior de ubican una serie de pernos encargados de transmitir el cortante de piso a piso hasta la cimentación y un anclaje mecánico tipo hold down en los extremos para restringir el volcamiento del muro.

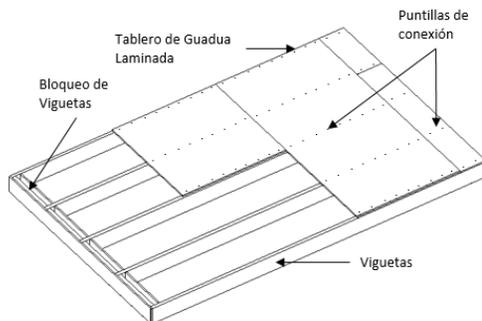


Figura 1: Elementos principales del sistema de piso.

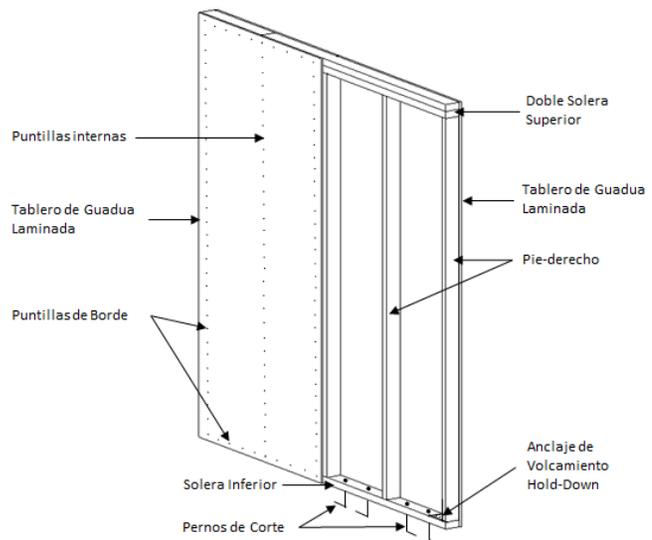


Figura 2: Elementos principales de los muros estructurales.

3 DISEÑO ARQUITECTÓNICO

El diseño corresponde al de una edificación de varios pisos que permite optimizar el valor del suelo y que a la vez permite hacer una comparación con la vivienda de interés social de este tipo que se desarrolla actualmente en el país. Para tal efecto se evaluaron modelos existentes de vivienda de interés social y se adaptaron a los parámetros de vivienda modular, sostenible y de calidad, obteniendo como resultado un diseño arquitectónico competitivo (Figura 4 y Figura 5).

El edificio tiene un área de 240 m² por piso, cada piso con 4 apartamentos de 50 m². Cada apartamento tiene cocina, baño, cuarto de ropas, dos habitaciones que pueden convertirse en una si se desea, una sala-comedor y un pequeño balcón cubierto de 3 m². En todos los pisos se tiene un espacio de 10 m² libre para el uso de los apartamentos en caso de querer realizar actividades sociales en un espacio abierto pero cubierto. La cubierta se separa un poco para efectos del confort térmico. Adicionalmente las esquinas no tienen retrocesos para poder replicar esta edificación sin generar espacios muertos que ayuden al detrimento de la ciudad, estos retrocesos se realizan hacia la mitad de la fachada para dar movimiento a la misma. Internamente se tienen dos patios de considerable dimensión que en los primeros apartamentos sirve como patio interno y en los superiores como iluminación y ventilación



para la cocina y la zona de baño y ropas. Las ventanas aquí también están dispuestas en sólo dos fachadas opuestas, para efectos de eficiencia bioclimática y para permitir que el edificio se replique múltiples veces sin tener que afectar su diseño. En la Figura 3 se puede ver toda esta distribución, así como una cuadrícula trazada cada 60 cm, usada para enfatizar cómo la modulación de todos los elementos es una componente esencial en el proyecto, y de donde parte todo.

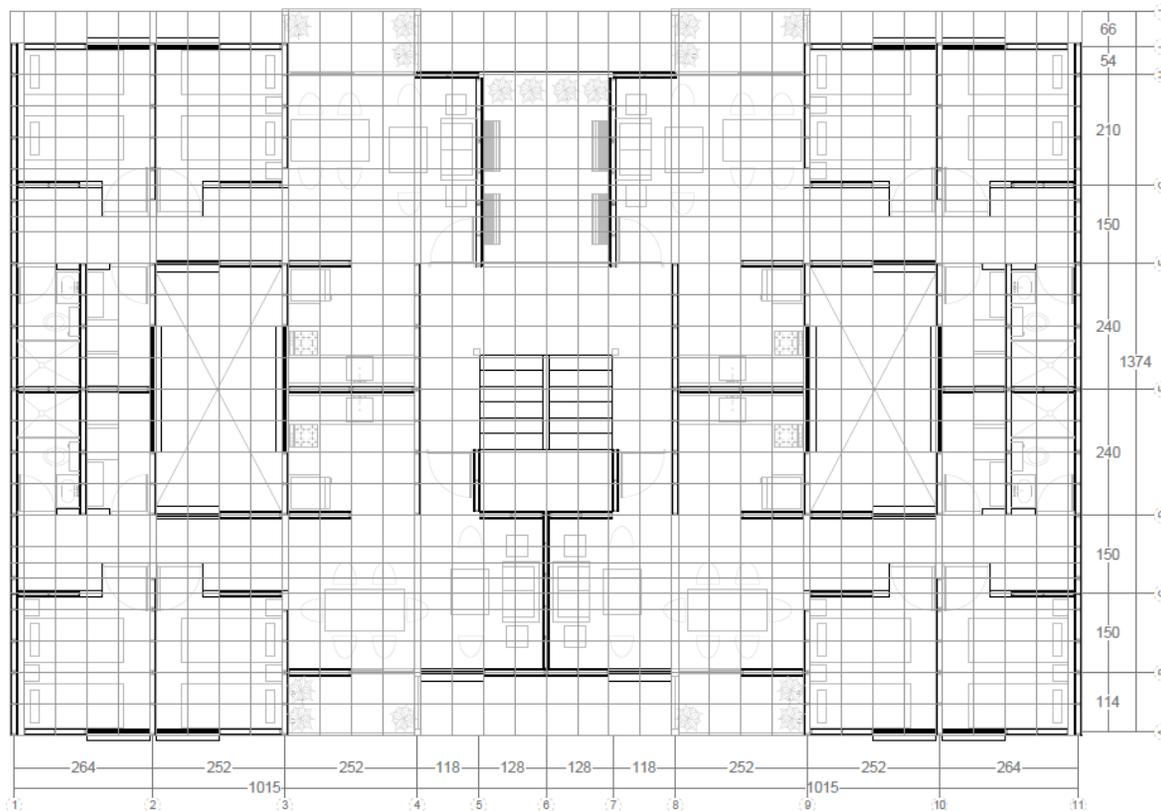


Figura 3: Planta arquitectónica típica del edificio.

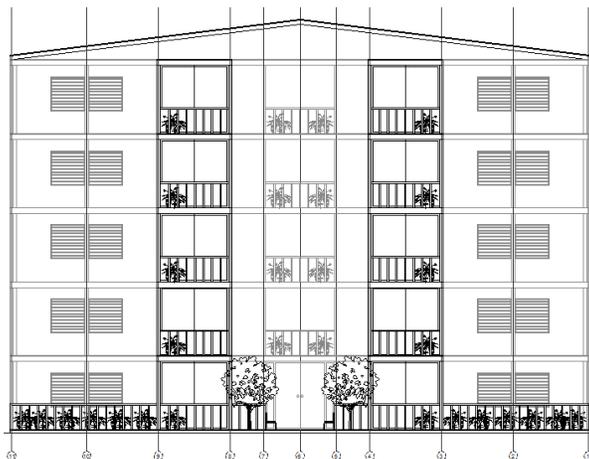


Figura 4: Alzado frontal del edificio.

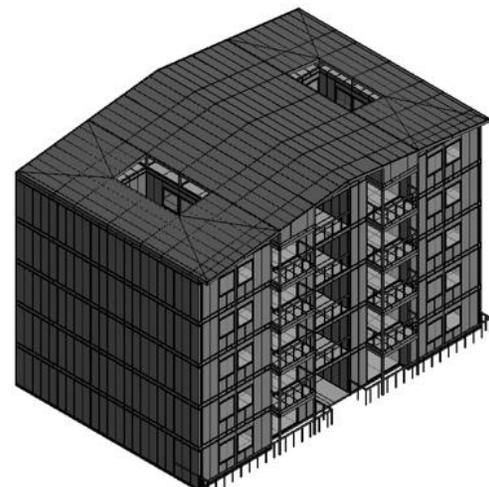
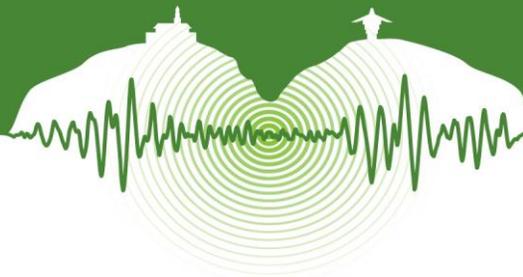


Figura 5: Vista 3D del edificio



4 DISEÑO ESTRUCTURAL

4.1 Propiedades de la Guadua Laminada

Para realizar los cálculos y verificaciones estructurales es necesario conocer las propiedades mecánicas de la Guadua y su comportamiento ante diferentes sollicitaciones. Estas propiedades (Tabla 1), fueron extraídas de estudios previos realizados en este material por el Centro de Investigación en Materiales y Obras Civiles, donde se especifican los estudios, procedimientos y resultados obtenidos. Cada esfuerzo se debe afectar por una serie de coeficientes de modificación dependiendo de las condiciones de la probeta ensayada, la sollicitación, los factores de modificación y el factor de reducción. El esfuerzo admisible es calculado como el esfuerzo medio básico multiplicado por el factor de reducción. El factor de reducción se calculará como el producto entre el factor de calidad y el factor de altura dividido entre el producto del factor de seguridad y el factor de calidad. Es importante resaltar la notable reducción que se presenta en los valores obtenidos experimentalmente. Estas variaciones se deben en general a lo impredecible que puede ser el material debido a su origen natural, su proceso de producción y su anisotropía. En ciertos casos, como la flexión perpendicular, se presenta una reducción del 60%, en tanto que en casos extremos como la tensión paralela se puede llegar a reducciones del 90%.

Tabla 1: Esfuerzos admisibles de la Guadua laminada. Adaptado de (3)

	Esfuerzo básico medio	Coefficiente de variación	Esfuerzo percentil 5	Factor de calidad	Factor de altura	Factor de seguridad	Factor de duración de carga	Factor de reducción	Esfuerzo admisible
	MPa	%	MPa						MPa
	F_{mi}	COV_i	$F_{0,05i}$	FC	F_d	FS	FDC	FR_i	F_i
Flexión paralela - paneles	F_{b1p} 81,7	15,6	63,9	0,80	1,00	2,00	1,60	0,25	16,0
Flexión perpendicular - paneles	F_{b2p} 22,1	15,7	17,9	0,80	1,00	2,00	1,60	0,25	4,5
Flexión radial	F_{br} 103,0	10,6	86,5	0,80	0,90	2,00	1,60	0,23	19,5
Flexión tangencial	F_{bt} 122,4	4,9	116,9	0,80	0,90	2,00	1,60	0,23	26,3
Tensión paralela	F_{t1} 143,1	22,2	99,4	0,64	0,84	2,00	1,60	0,17	16,7
Tensión perpendicular radial	F_{t2r} 2,6	22,7	1,8	0,64	1,00	2,00	1,60	0,20	0,4
Tensión perpendicular tangencial	F_{t2t} 3,2	28,0	2,0	0,64	1,00	2,00	1,60	0,20	0,4
Compresión paralela	F_{c1} 62,0	3,1	60,0	1,00	1,00	1,60	1,60	0,39	23,4
Compresión perpendicular radial	F_{c2r} 3,5	24,0	2,3	1,00	1,00	1,60	1,00	0,63	1,4
Compresión perpendicular tangencial	F_{c2t} 5,3	29,3	3,1	1,00	1,00	1,60	1,00	0,63	1,9
Cortante paralelo	F_{vt} 9,5	14,3	7,8	1,00	1,00	3,00	1,60	0,21	1,6

Otra propiedad importante es el módulo de elasticidad (Tabla 2), que relaciona el esfuerzo actuante con la deformación unitaria en el elemento. Debido a la variabilidad de los resultados por la diferencia en la dirección de las fibras, algunas propiedades permiten usar el promedio, en tanto que otras exigen usar el percentil 5 o el mínimo obtenido.

Tabla 2: Módulos de elasticidad de la Guadua laminada. Adaptado de (3)

		Módulo de elasticidad medio	Módulo de elasticidad percentil 5	Módulo de elasticidad mínimo
		MPa	MPa	MPa
		$E_{0,05i}$	$E_{0,05i}$	E_{mini}
Flexión paralela - paneles	E_{b1p}	15338	14023	13821
Flexión perpendicular - paneles	E_{b2p}	1435	1070	718
Flexión radial	E_{br}	12720	11864	11831
Flexión tangencial	E_{bt}	13260	13185	13166
Tensión paralela	E_{t1}	18345	13451	13204
Compresión paralela	E_{c1}	32271	26945	26693

Cada esfuerzo tendrá, además, unos coeficientes diferentes por los cuales debe afectarse, según lo indica el capítulo G.2.2 de la NSR-10 (3). Estos coeficientes se aplican por condiciones como duración de la carga, humedad, temperatura, incisión, estabilidad lateral, entre otros. La siguiente propiedad relevante es la gravedad específica, pues al considerar el peso propio debe multiplicarse por las dimensiones para determinar dicho peso. El valor promedio para la gravedad específica es de 0.76 Ton/m³. Finalmente, debido a que el sistema principal de resistencia a fuerza lateral son muros de corte y el diafragma de piso, es necesario conocer la resistencia a cortante de estos elementos. Esta resistencia, como ya se mencionó, depende tanto de los tableros como de la separación entre puntillas de borde que unen los pie-derechos y soleras con dichos muros (Tabla 3).



Tabla 3: Resistencia al corte de muros y diafragmas. Adaptado de (6)

Espaciamiento de puntillas de borde <i>mm (in)</i>	s_{en}	50.8 (2.0)	63.5 (2.5)	76.2 (3.0)	88.9 (3.5)	101.6 (4.0)	114.3 (4.5)	127.0 (5.0)	139.7 (5.5)	152.4 (6.0)
Cortante por unidad de longitud muros <i>kN/m</i>	v_s	8,86	8,31	7,76	7,21	6,66	6,12	5,56	5,02	4,47
Cortante por unidad de longitud diafragma <i>kN/m</i>	v_{sd}	10,63	9,97	9,31	8,65	7,99	7,34	6,67	6,02	5,36

4.2 Avalúo de Cargas

El avalúo de cargas realizado abarcó todos los componentes típicos, incluyendo en la carga muerta el peso propio, acabados, recubrimientos e instalaciones. En la Tabla 4 se presentan los resultados obtenidos del avalúo para carga muerta, viva y la suma de las dos. Este avalúo es diferente para la cubierta, para el nivel superior (sistema de piso que separa el último nivel de la cubierta) y para el piso tipo. Nótese la magnitud de las cargas en comparación con otros materiales usados comúnmente en Colombia. Por ejemplo la carga total del entrepiso (muerta total y viva) correspondería a una losa de concreto de peso normal de unos 13 centímetros, sin considerar nada adicional diferente el peso propio de dicha losa. Es aquí donde se empieza a evidenciar una de las más grandes ventajas de explorar la Guadua laminada como un material de construcción.

Tabla 4: Avalúo de Cargas

Nivel de Cubierta	Carga muerta	=	0,28	kN/m ²
	Carga viva	=	0,35	kN/m ²
	Carga total de cubierta	=	0,63	kN/m ²
Nivel Superior	Carga muerta	=	0,45	kN/m ²
	Carga viva	=	1,80	kN/m ²
	Carga total de cubierta	=	2,25	kN/m ²
Nivel de Entre-Piso	Carga muerta	=	1,25	kN/m ²
	Carga viva	=	1,80	kN/m ²
	Carga total de piso	=	3,05	kN/m ²

4.3 Análisis de Fuerzas Laterales: Fuerzas Sísmicas

Como se mencionó ya, el análisis y diseño estructural se realizó para la misma edificación en dos zonas de amenaza sísmica diferentes: Bogotá (intermedia) y Cali (alta). En general, al no tenerse datos exactos de la ubicación, se asumieron condiciones que se consideran desfavorables para proceder con el diseño (por ejemplo suelo tipo D). Si bien se realizó también un análisis de viento según lo estipulado en el Título B de la NSR-10 (3), al obtenerse un efecto considerablemente menor que aquel que tienen las fuerzas sísmicas, no se presentan los resultados obtenidos de ese análisis. Sin embargo cabe aclarar que sus efectos si fueron tenidos en cuenta para el diseño de la cubierta y los cerramientos del edificio. Los espectros de aceleraciones obtenidos se muestran en la Figura 6. Como es de esperarse las aceleraciones de diseño de Cali son mayores que las aceleraciones de Bogotá.

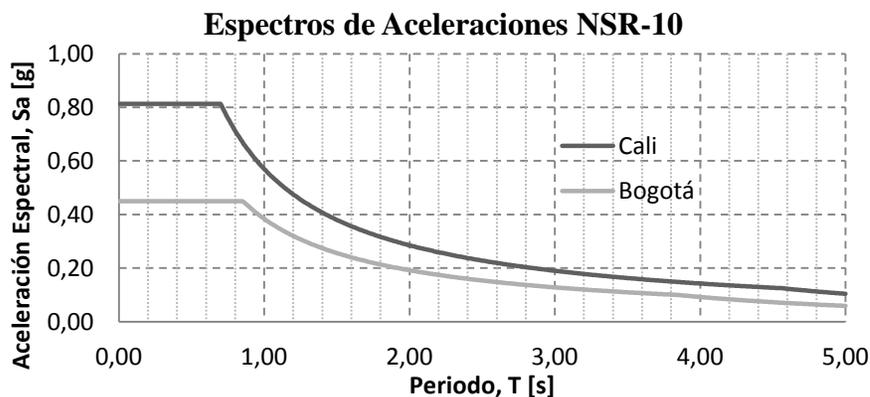
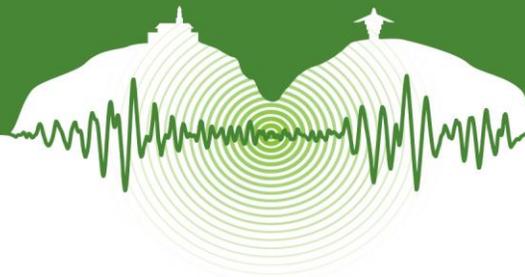


Figura 6: Espectros de aceleraciones NSR-10 para el edificio, en Cali y Bogotá.



Con este espectro y con el periodo aproximado, calculado como 0.34 segundos, puede estimarse la aceleración y con ello las fuerzas sísmicas actuantes en cada piso. Para esto se utilizó el método de la fuerza horizontal equivalente garantizando el cumplimiento de todas las condiciones y restricciones indicadas para el método en el Título A de la NSR-10 (3). Las fuerzas se muestran en la Figura 7, y nuevamente como es de esperarse se obtienen fuerzas superiores para Cali. En la cubierta se presenta un cambio en el patrón de incremento progresivo de la fuerza debido a la importante reducción en masa de la cubierta respecto a la masa del piso tipo.

Fuerzas Sísmicas Reducidas

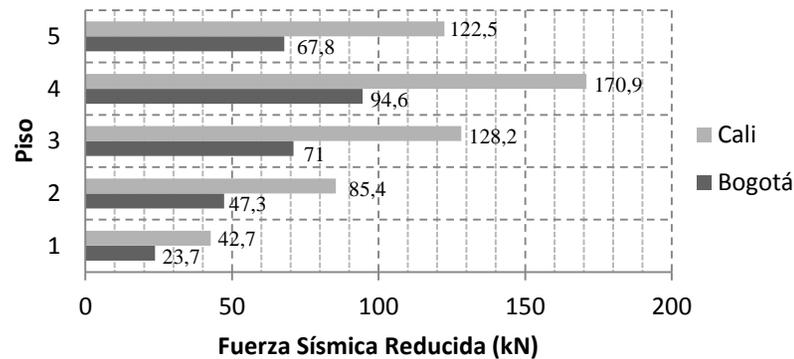


Figura 7: Fuerzas sísmicas reducidas de diseño para Cali y Bogotá.

4.4 Sistema de Resistencia a Fuerzas Verticales

El sistema de resistencia a las fuerzas verticales está conformado por los tableros, las viguetas y los pie-derechos de los muros. En este orden de ideas ante fuerzas verticales los tableros, vigas y viguetas estarán sometidas principalmente a flexión en tanto que la fuerza que primará en los pie-derechos será la de compresión. Dado que el cálculo se realiza por esfuerzos admisibles y que las medidas deben adaptarse a las medidas comerciales, el procedimiento consiste en asumir una sección y chequearla ante todas las solicitaciones. Este procedimiento es iterativo hasta encontrar la mínima sección en capacidad de resistir las condiciones impuestas. Es importante recordar que se deben calcular y usar los coeficientes de modificación mencionados en el punto 4.1 del presente documento.

Cuando se analizan los tableros, las vigas y las viguetas se determinan las resistencias a flexión paralela y a cortante como se indica en el punto 4.1, se determinan las fuerzas actuantes sobre cada elemento y se chequea que el esfuerzo actuante sea inferior al esfuerzo resistente, así como el cumplimiento de deflexiones totales y ante cargas vivas (NSR 10 – Tabla G.12.8-2) (3). Al analizar pie-derechos y columnas se determinan las resistencias a compresión y a tensión, se determinan las fuerzas actuantes sobre cada elemento y se chequea que el esfuerzo actuante sea inferior al esfuerzo resistente. En la Tabla 5 se presenta un resumen con los resultados obtenidos para estos elementos. Dado que el diseño es netamente ante carga vertical, los resultados serán los mismos para las dos ciudades analizadas.

Tabla 5: Dimensiones finales de elementos

Representación	Elemento	Dimensiones			
		Base (b)		Altura (d)	
		in	mm	in	mm
	Correas de Cubierta	2	40	6	140
	Vigas de Cubierta	2	40	8	190
	Viguetas de Cielo Raso	2	40	6	140
	Viguetas de Piso	2	40	8	190
	Pie-derechos Intermedios	2	40	4	90
	Pie-derechos Extremos	4	90	4	90
	Colectores	4	90	8	190



Los colectores no hacen parte del diseño para resistir carga vertical, sino que son elementos del diafragma encargado de resistir fuerzas laterales, sin embargo se presentan en la tabla para mostrar la homogeneidad de medidas en términos generales. Como se puede ver todas las vigas y viguetas están entre 2"x 6" y 2"x 8". Los pie-derechos extremos corresponden a dos pie-derechos sencillos trabajando juntos, debido a que deben resistir también la compresión producto del momento sísmico.

4.5 Sistema de Resistencia a Fuerzas Horizontales

El otro sistema de suma importancia en una estructura es el encargado de resistir las fuerzas laterales, principalmente las fuerzas sísmicas. Como ya se mencionó, los encargados de esta función son el diafragma horizontal (sistema de piso) y los diafragmas verticales (muros de corte). La diferencia principal radica en las aceleraciones para las que se diseñan cada uno de estos elementos, pues dado que el diafragma se diseña para una mayor resistencia considera una aceleración en el piso mayor.

Para los muros se parte de la fuerza determinada con el método de fuerza horizontal equivalente (ver punto 4.3 del presente documento). Esta fuerza reducida de diseño permite un diseño inelástico, por lo que en los cálculos se incluye el R determinado. Para los diafragmas, en la NSR-10 se considera una aceleración calculada como se indica en la Ecuación 1 o Ecuación 2 según sea el caso. (3)

$$\text{Para } h_i < h_{eq} \quad a_i = A_s + \frac{(S_a - A_s) * h_i}{h_{eq}} \quad (1)$$

$$\text{Para } h_i > h_{eq} \quad a_i = \frac{(S_a) * h_i}{h_{eq}} \quad (2)$$

Ahora bien, el siguiente paso importante es definir si se tiene un diafragma flexible o un diafragma rígido. Para efectos de este proyecto se realizó al análisis tanto para diafragma rígido como para diafragma flexible, y se diseñó para la peor condición en cada línea del diafragma o del muro en cuestión.

Cuando se tiene un diafragma flexible el procedimiento es el siguiente:

- Se distribuye la fuerza de acuerdo al porcentaje de masa que tiene cada luz. En este caso los muros estructurales perpendiculares al análisis, para efectos de su aporte de masa, se debe realizar la idealización de la Figura 8 por cada luz según la cantidad de muros perpendiculares y encontrar las reacciones para cada una de los diafragmas. Para el diafragma se usa esta masa de muros perpendiculares más la masa del sistema de piso, afectados por la aceleración de las Ecuaciones 1 o 2. Para los muros se usa la fuerza que proviene del método de fuerza horizontal equivalente.
- Se asume que los muros son más rígidos que el diafragma, por lo que se presentará una deformación considerable en el mismo y la carga distribuida generará reacciones de acuerdo a las condiciones de dicho diafragma. Se idealiza el diafragma entonces como una viga apoyada en las líneas de muros. Ver Figura 9.
- Se resuelve la viga en cuanto a sus cortantes y reacciones como porcentajes de la carga actuante. Los cortantes resultantes serán los cortantes de diseño del diafragma. Las reacciones, acumuladas con las de los pisos superiores si hay, serán los cortantes de diseño de los muros.
- Se distribuye el cortante del diafragma a lo largo de este. En donde no haya muros, se hace el cálculo de la fuerza que se acumula en la longitud sin muro. Con esta fuerza se procede a diseñar el colector.

Cuando se tiene un diafragma rígido el procedimiento es el siguiente:

- Al igual que en el procedimiento anterior, se distribuye la fuerza de acuerdo al porcentaje de masa que tiene cada luz. Para el diafragma se usa la masa de muros perpendiculares más la masa del sistema de piso, afectados por la aceleración respectiva, para los muros se usa la fuerza que proviene del método de fuerza horizontal equivalente. Ver figura 9, pasos 1 y 2.
- Se asume que el diafragma es más rígido que los muros, por lo que las deformaciones relativas del diafragma respecto a los muros se consideran despreciables y la carga se distribuye ponderadamente según la rigidez de cada línea de muros. Si todos los muros son iguales, como es el caso, la fuerza se pondera a cada línea según la cantidad de muros que posea y el porcentaje de masa aferente.
- Se determinan las reacciones como porcentajes de la carga actuante. Los cortantes resultantes serán los cortantes de diseño del diafragma. Las reacciones, acumuladas con las de los pisos superiores si hay, serán los cortantes de diseño de los muros.
- Se distribuye el cortante del diafragma a lo largo de este. En donde no haya muros, se hace el cálculo de la fuerza que se acumula en la longitud sin muro. Con esta fuerza se procede a diseñar el colector.

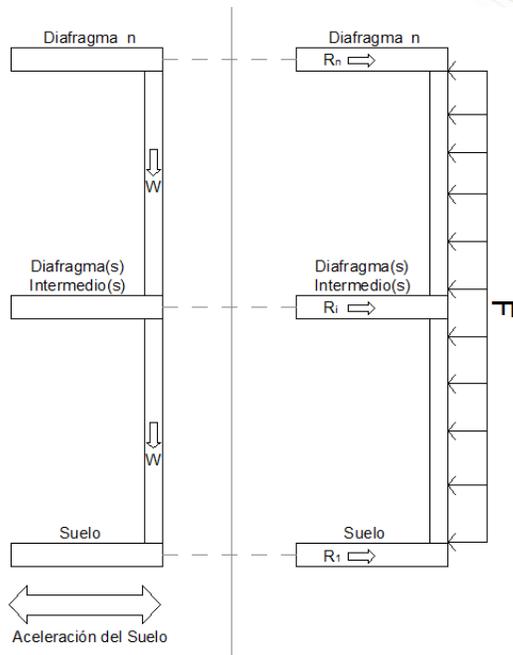
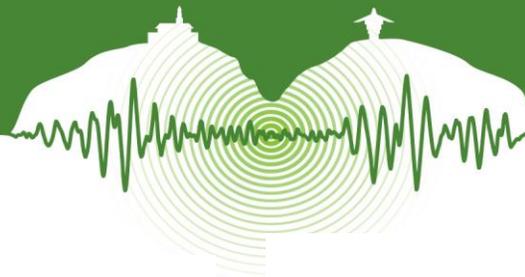


Figura 8: Análisis de muros perpendiculares a la dirección del sismo.

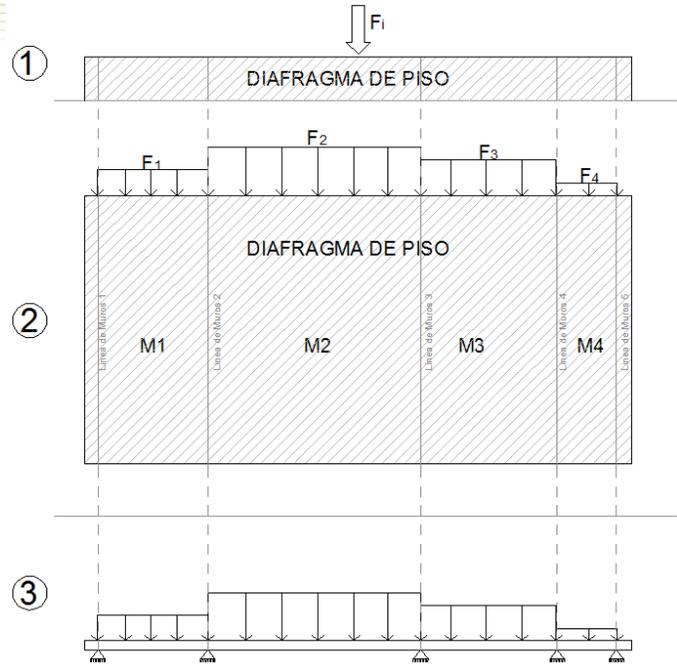


Figura 9: Análisis de diafragmas: idealización.

Una vez obtenidas las fuerzas actuantes se procede a realizar el diseño. El procedimiento es, en esencia, el mismo para muros y para el diafragma de piso. Las dos diferencias principales radican en que el sistema de piso consta de un único tablero en tanto que los muros tienen dos tableros, y en que, como ya se mencionó, el sistema de piso tiene una rigidez a cortante ligeramente superior que la de los muros por el hecho de ser un diafragma bloqueado. Para el diafragma simplemente se toma, para cada línea de diseño, la peor condición entre los resultados de un análisis como diafragma rígido y un análisis como diafragma flexible. Con este resultado se encuentra la separación de puntillas que corresponde a un valor de resistencia al corte inmediatamente superior al cortante estimado. En el caso del edificio, para las dos zonas de amenaza sísmica, se obtuvo en todos los casos que se podía usar la máxima separación posible, correspondiente a 6" o 15.24 cm. Este resultado es de esperarse puesto que el edificio tiene una baja relación peso/área, es decir que tiene un gran diafragma para disipar la energía propia de una masa considerablemente menor.

Para los muros se realiza el mismo procedimiento anterior pero chequeando adicionalmente el cumplimiento de las derivas, que los pie-derechos extremos estén en capacidad de soportar la compresión del momento ocasionado por el sismo más la carga gravitacional, y que el hold-down esté en capacidad de soportar toda la tensión. En las Figuras 10 y 11 se ilustran los resultados obtenidos para las dos zonas de amenaza sísmica. En este caso los resultados sí son diferentes, considerando que los muros estarán sometidos a una fuerza notablemente mayor.

En la Figura 10 se puede ver la resistencia a cortante de un muro (kN) dada una determinada separación de puntillas (in), es decir una gráfica que ilustra los datos de la Tabla 3. Adicionalmente sobre esta recta se ubican las resistencias obtenidas del análisis para cada eje de muros en las dos ciudades estudiadas. Para determinar la separación que requiere determinado eje, se ubica dónde quedó en la gráfica y se coloca la separación inmediatamente a la izquierda de este. Cuando la separación excede los 6", se limita a ésta última por ser el máximo permitido. Para visualizar mejor el significado de estos resultados, se elaboró la Figura 11. En este caso se decidió utilizar exclusivamente separaciones enteras por facilidades constructivas. Esta figura ilustra la cantidad de muros que requieren determinada separación de puntillas. Lo importante es notar la relación entre las fuerzas sísmicas y la separación necesaria. En tanto que en Bogotá se concentra la mayor cantidad de muros en la máxima separación, Cali requiere una cantidad baja de muros en esta máxima separación, en tanto que empieza a requerir más muros en separaciones inferiores (esto es más capacidad). Aun así, es claro que en ambos casos el sistema está en capacidad de soportar las solicitaciones definidas.

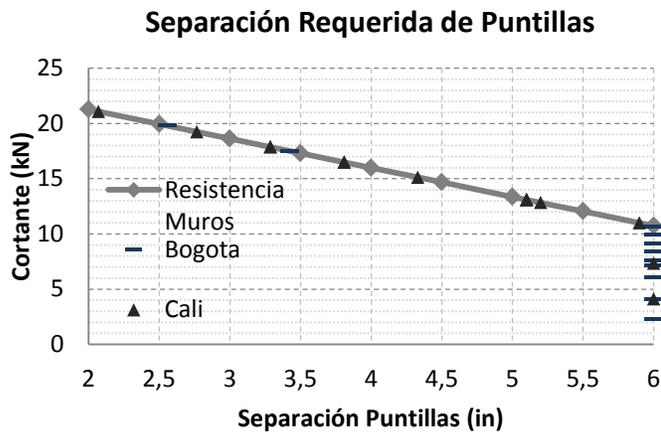


Figura 10: Resultados de cortante actuante en cada eje de muros para Cali y Bogotá.

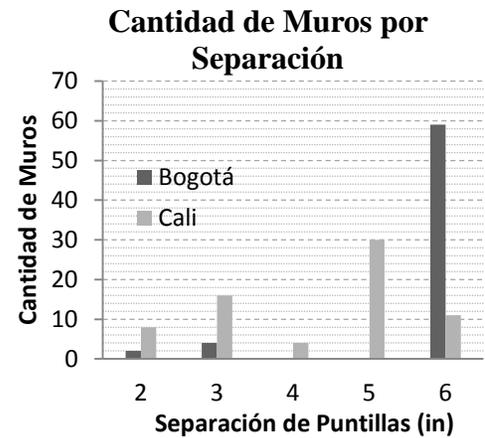


Figura 11: Cantidad de muros por separación de puntillas para Cali y Bogotá.

CONCLUSIONES

- Las propiedades de la Guadua laminada, de acuerdo con todos los cálculos y chequeos realizados, son en efecto aptas para la construcción de viviendas de baja y mediana altura que respondan a las necesidades actuales de un sistema estructural sostenible, resistente e innovador.
- La modulación arquitectónica y estructural se encontró en extremo favorable al momento de proceder con los cálculos. Dado que todos los elementos iguales se comportarán igual en términos generales, basta con realizar el chequeo de cierto tipo de ellos ante las peores solicitaciones para determinar si el elemento seleccionado es el adecuado. Adicionalmente brinda notables facilidades constructivas, pues de un mismo tipo de elemento se pueden obtener diferentes partes de la estructura y así se simplifican las cantidades y se agiliza el proceso constructivo.
- Las casas (viviendas de dos pisos) dado su bajo peso y altura requieren en su sistema de resistencia ante fuerzas laterales una capacidad de resistencia al corte moderada, reflejando esto que para todos los casos se puede recurrir a la separación máxima de puntillas (6 pulgadas). Sin embargo, cuando se incrementa la cantidad de pisos, además de aumentar la altura se genera un aumento en la masa y el empuje lateral, por lo que para un edificio en Guadua de 5 pisos, por ejemplo, se llegará a necesitar en algunos casos hasta la tercera parte de esta separación máxima, pasando así de 6 a 2 pulgadas.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el patrocinio de Colciencias para el desarrollo del proyecto No. 1204-562-36186 titulado “Comportamiento Estructural de Vivienda Modular con Paneles de Guadua Laminada”, y la empresa V&V Laminados de Guadua S.A.S. por proveer todo el material de ensayo. Además se quiere extender el agradecimiento al profesor Mauricio Pinilla del Departamento de Arquitectura por su liderazgo en el desarrollo arquitectónico de los prototipos y al Centro de Investigaciones en Materiales y Obras Civiles (CIMOC) de la Universidad de los Andes.

REFERENCIAS

- AF&PA. 2008. *Special Design Provisions for Wind and Seismic SDPWS 2008*. Washington D.C.: American Forest and Paper Association, American Wood Council.
- AIS. 2010. *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR – 10*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. S.I.: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS).
- CIMOC. 2010. *Validación Tecnológica de los Laminados de Guadua para la Industria de la Construcción*. Centro de Investigaciones en Materiales y Obras Civiles, Universidad de los Andes, Bogotá. Informe Técnico Final. Ministerio de Agricultura y Desarrollo Rural.
- Dirección de Censos y Demografía (DCD). 1993. *Censo Nacional de Población y Vivienda 1993*. Bogotá: DCD.
- Dirección de Censos y Demografía (DCD). 2005. *Censo Nacional de Población y Vivienda 2005*. Bogotá: DCD.
- Varela, S. 2011. *Comportamiento Sísmico de Muros de Corte con Paneles de Guadua Laminada*. Universidad de los Andes, Bogotá. Tesis de Maestría.

El presente artículo hace parte de las memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica organizado por la Universidad de los Andes y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, Mayo de 2015.



Efecto de los subterráneos en el comportamiento sísmico de edificios de muros de hormigón armado

Effect of underground floors on the seismic behavior of reinforced concrete shear wall buildings

W. Stalin Alcívar^{1*} y Matías A. Hube²

¹Mg. Ing. Estructural y Geotécnica.

²Profesor Asistente, Pontificia Universidad Católica de Chile y Centro Nacional de Investigación para la Gestión Integrada de Desastres Naturales, CONICYT/FONDAP/15110017

RESUMEN

En general, las normas de diseño sísmico, como la norma chilena de diseño sísmico no tienen recomendaciones sobre cómo considerar los pisos subterráneos en los análisis sísmicos de edificios de hormigón armado. El primer objetivo de esta investigación es estudiar los efectos que produce la inclusión de los subterráneos en la respuesta sísmica de estos edificios. El segundo objetivo es estudiar el efecto de la rigidez del diafragma de losa en la respuesta sísmica de edificios. Para lograr el primer objetivo, se analizó un edificio de 12 pisos con tres distintos niveles de subterráneos, 0, 2 y 4. El edificio se modeló en Etabs considerando diafragma rígido de losa y considerando empotramiento en su base. Se analizaron las propiedades dinámicas de estos tres modelos usando vectores de Ritz y vectores propios, a fin de comparar la eficiencia de estos métodos para calcular los modos en edificios con subterráneos. A fin de evaluar la variación de los esfuerzos en los muros del edificio con distinto número de subterráneos, se realizó un análisis modal espectral y un análisis tiempo historia. En segundo lugar, se evaluó el cambio en la respuesta debido a la asignación de diafragmas de piso rígido o semirrígido en el modelo estructural. De este estudio se concluye que: i) Los vectores de Ritz son más eficientes que los valores propios en el cálculo de modos de vibrar en edificios con subterráneos, porque con menos modos se alcanza un mayor porcentaje de masa modal efectiva. ii) La presencia de los pisos subterráneos produce una variación importante en los esfuerzos cortantes de los muros del primer subterráneo. iii) La estimación del esfuerzo cortante y momento flector en muros de hormigón armado dependen de la rigidez utilizada para modelar las losas.

Palabras clave: Análisis sísmico, edificios, subterráneos, diafragma rígido.

ABSTRACT

In general, the norms of seismic design, as the Chilean norms of seismic design do not have recommendations as to how to consider the underground floors in the seismic response of reinforced concrete buildings. The first objective of this research is to study the effects that are produced by the inclusion of underground floors in the seismic analysis of these buildings. The second objective is to study the effect of the rigidity of the slab diaphragm in the seismic response of buildings. To achieve the first objective, a 12-story building with three distinct underground levels, 0, 2, and 4, was analyzed. The building was modeled in Etabs, considering the rigid slab diaphragm and embedment in its foundation. The dynamic properties of the three models were analyzed using Ritz vectors and eigenvectors, with the end of comparing the efficiency of these methods to calculate the modes in buildings with underground floors. In order to evaluate the variation of forces upon the walls between buildings with distinct number of underground floors, a spectral modal analysis and a time-history analysis were realized. Secondly, the change of seismic response due to allocation of the rigid or semi-rigid slabs in the structural model was analyzed. The conclusions of this study are: i) Ritz vectors are more efficient than eigenvalues to calculate the modes of vibration in buildings with underground floors, because with fewer modes a greater percentage of effective modal mass is reached. ii) The existence of underground floors produces an important variation in the shear walls of the first underground floor. iii) The estimation of shear force and flexing moment on reinforced concrete walls depends on the rigidity used to model slabs.

Keywords: Seismic analysis, buildings with underground floors, diaphragms stiffness, *backstay effect*.

* wsalcivar@hotmail.com



1 INTRODUCCIÓN

En edificios de muros de hormigón armado que presentan pisos subterráneos nace la controversia de la incorporación o no de estos pisos en los análisis sísmicos. Adicionalmente, existen dudas sobre los efectos de esta inclusión en la estimación de los esfuerzos de los muros. Normativas sísmicas actuales, como la Norma Chilena NCh433 (2009), carecen de especificaciones o recomendaciones sobre cómo incorporar los subterráneos en el análisis sísmico de un edificio. La normativa mencionada deja implícito que edificios con subterráneos se pueden modelar como edificios que presentan cimentaciones superficiales. En consecuencia, los ingenieros utilizan distintos criterios basados en la experiencia, para realizar los modelos de elementos finitos en edificios con subterráneos. En algunas oficinas de diseño, modelan los edificios sin los subterráneos y empotran el edificio al suelo. En otras oficinas, consideran los niveles de subterráneos y empotran el edificio al suelo en la base de los subterráneos. El documento LATBSDC (2014) permite no incorporar en el modelo computacional el suelo lateral a los subterráneos pero las características de resistencia y rigidez de los pisos subterráneos deben ser razonablemente incluidas en el modelo. Adicionalmente, este documento menciona que cuando no se considera el aporte del suelo lateral, las masas de los niveles subterráneos pueden ser modificadas o ignoradas en el modelo. Por otro lado, el documento del PEER (2010), establece que se pueden obviar las masas de los pisos subterráneos para obtener las fuerzas estáticas equivalentes, pero estas masas deben ser incluidas en los modelos de análisis dinámicos. La inclusión o no de los subterráneos en los modelos de elementos finitos produce cambios en las propiedades dinámicas de las estructuras (rigidez, masa, periodos), y por tanto la estimación de los esfuerzos sísmicos, que se utilizan para diseñar los elementos resistentes varían. En este estudio, se consideran modelos empotrados en la base de los subterráneos y no se considera el efecto de la interacción suelo-estructura. Este efecto está fuera del alcance de esta investigación.

El primer objetivo de esta investigación es determinar los efectos que produce la inclusión de los subterráneos en la respuesta sísmica de edificios de muros de hormigón armado. Para alcanzar este objetivo, se realiza un análisis sísmico de un edificio de 12 pisos de altura con tres distintos niveles de subterráneos. Se considera el caso con 0, 2 y 4 niveles de subterráneos. El segundo objetivo es estudiar el efecto de la rigidez del diafragma de losa en la respuesta sísmica de edificios.

Para cumplir los objetivos se realizaron modelos de elementos finitos del edificio con distintos niveles de subterráneos en el software Etabs (CSI, Computers and Structures, Inc.). En primer lugar se evalúa el uso de vectores de Ritz o valores propios en la determinación de las propiedades dinámicas de la estructura. Para los edificios con distintos niveles de subterráneos se evalúa la estimación del corte basal, y la distribución del esfuerzo cortante y momento volcante en altura de un muro en la dirección corta del edificio. La respuesta sísmica se obtiene mediante análisis modal espectral y mediante análisis tiempo historia lineal. Por último, en este trabajo se estima la variación de la respuesta del edificio al considerar diafragmas rígidos o semirrígidos en las losas.

2 EDIFICIO EN ESTUDIO Y MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

2.1 Estructuración del Edificio

El edificio de este estudio está basado en un edificio real construido en la ciudad de Santiago de Chile. En este estudio se introdujeron modificaciones a la estructura fin de tener una estructura más simple de modelar. El edificio presenta 12 pisos de altura y tiene 2 subterráneos. La superficie aproximada del piso tipo y de los subterráneos es de 728 m^2 y 1509 m^2 , respectivamente. La altura del piso tipo es de 2.5 m y la altura de los subterráneos es de 3.0 m. Adicionalmente, se analizan dos estructuras ficticias, una que no presenta subterráneos y otra con cuatro niveles de subterráneos. Ambas estructuras conservan las características de las plantas de la estructura original.

El edificio en estudio está estructurado en base a losas, vigas y muros de hormigón armado que componen la estructura resistente a cargas gravitacionales y sísmicas. El sistema de diafragma de piso considera el uso de losas macizas de hormigón armado. El espesor de las losas es de 15 cm en los pisos de la torre y de 16 cm en los pisos de los subterráneos. Las disposiciones de los muros, hace que se trate de una estructura bastante regular, tanto en planta como en elevación. Las plantas tipo de los pisos, donde se muestra la ubicación de los muros, se presentan en la Figura 1. La Figura 2 muestra elevaciones representativas del edificio con dos subterráneos. El edificio tiene muros de sección rectangular, de sección T, y muros de sección compleja, como los muros de los ejes 5 y 9

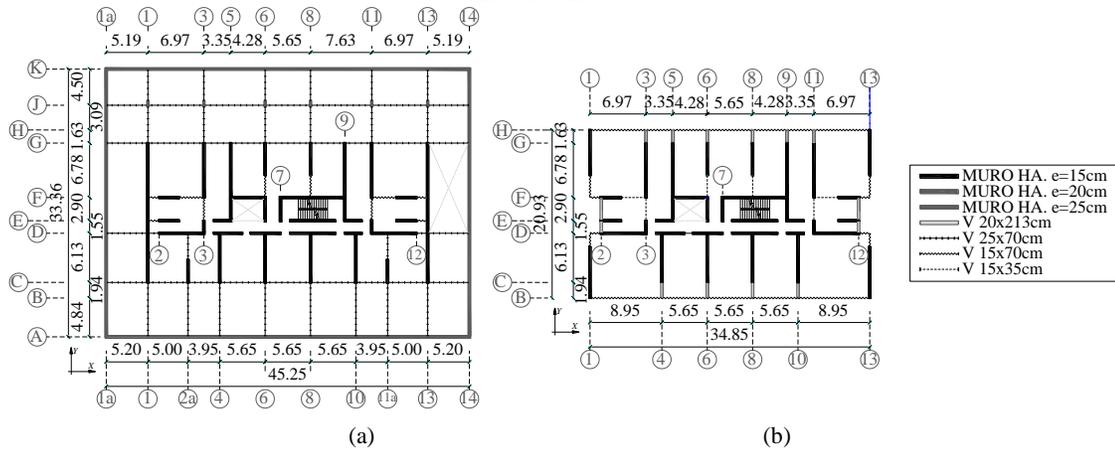
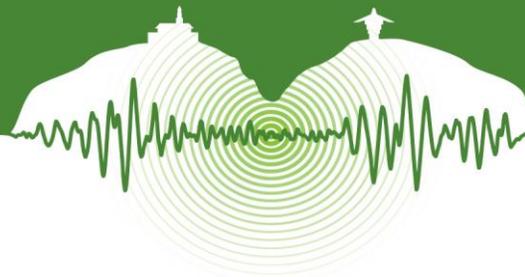


Figura 1: Plantas tipo del edificio. (a) Pisos subterráneos, (b) Pisos 1 al 12.

La planta del piso tipo tiene dimensiones aproximadas de 34.85 m por 20.90 m y la razón de aspecto de la planta es 1.65. La densidad de muros en la dirección Y es de 2.07 % y es mayor a la densidad de los muros en la dirección X que es de 1.24 %. La planta tipo de los subterráneos tiene dimensiones aproximadas de 45.25 m por 33.35 m y la razón de aspecto de la planta es 1.36. En los subterráneos, la densidad de muros en la dirección Y es de 1.89 %, de los que el 47 % corresponde a los muros perimetrales y el otro 53 % a los muros de la torre. La densidad de los muros en la dirección X es de 1.81 %, de los que el 67 % corresponde a los muros perimetrales y el 33 % restante a los muros de la torre.

De acuerdo al ASCE 7-10 (2010), las estructuras analizadas no presentan irregularidades significativas en planta ni en elevación. Debido a que las estructuras no tienen irregularidades en plantas y que además estas tienen razones de aspecto menores a 3, el ASCE 7-10 permite considerar diafragmas infinitamente rígidos en los modelos.

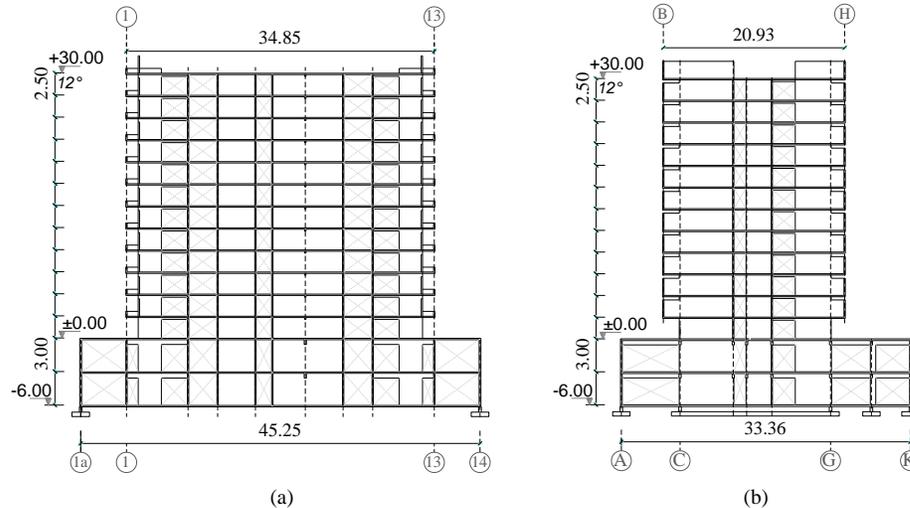


Figura 2: Elevaciones del edificio. (a) Eje F, (b) Eje 6.

2.2 Modelo de Elementos Finitos

Los modelos computacionales del edificio realizados en Etabs, con los tres niveles de subterráneos, se muestran en la Figura 3. Las dimensiones geométricas de los elementos estructurales de los modelos estructurales se obtuvieron de la información disponible en los planos estructurales del edificio analizado (Figura 1 y Figura 2).



0 Subterráneos

2 Subterráneos

4 Subterráneos

Figura 3: Vista 3D de los modelos estructurales realizados en Etabs.

2.2.1 Supuestos de Modelación y Definiciones

El hormigón especificado del edificio es H25 ($f'c=20$ MPa) y las barras de refuerzo A630-420H ($f_y=420$ MPa). Las propiedades utilizadas para modelar el hormigón armado se indican en la Tabla 1. Para la formulación del modelo estructural se consideran las siguientes hipótesis: i) Los muros y las losas, se modelan con elementos finitos tipo placa (“shell”), y se utilizó un mallado de 0.5×0.5 m como máximo. ii) Las vigas se modelan con elementos tipo marco. iii) Se consideran diafragmas rígidos en los pisos (tres grados de libertad por planta). iv) Las masas sísmicas se encuentran concentradas en el centro de gravedad de cada piso. v) Se asume que todos los elementos presentan un comportamiento lineal elástico. vi) Se considera las estructuras empotradas en el sello de fundación y se omite el efecto de la interacción suelo-estructura en la cimentación. vii) No se considera el efecto del suelo de los muros perimetrales.

2.2.2 Estados de Carga

En las estructuras analizadas se consideran las cargas gravitacionales y las cargas sísmicas. Las cargas gravitacionales incluyen el peso propio y la sobrecarga. Las cargas gravitacionales permanentes (D) consideradas en el análisis de las estructuras incluyen el peso propio de los elementos no estructurales. Se considera además la sobrecarga viva (L) de acuerdo a lo indicado en la norma chilena NCh 1537 (2009). Ambas cargas, (D) y (L), ingresadas a los modelos se resumen en la Tabla 2.

Las cargas sísmicas, para el análisis modal espectral se estiman con el espectro de diseño establecido en el DS 61 (2011). Para el análisis tiempo historia se utiliza un registro acelerográfico compatible con el espectro anterior. La superposición de los valores máximos en el análisis modal espectral se realiza mediante el método de la Combinación Cuadrática Completa (CQC, por sus siglas en inglés) y la razón de amortiguamiento empleado en los análisis es de 5% para todos los modos de vibrar.

Tabla 1: Propiedades del hormigón armado

Peso	2500	kgf/m ³
Módulo de Elasticidad	210000	kgf/cm ²
Coefficiente de Poisson	0.2	
Módulo de Corte	87500	kgf/cm ²

Tabla 2: Cargas gravitacionales aplicadas

Piso	D (tonf/m ²)	L (tonf/m ²)
Subterráneos	0.15	0.50
Pisos del 1 al 11	0.15	0.20
Piso 12	0.05	0.10

En esta investigación se utiliza el mismo espectro de pseudo-aceleración para el análisis modal espectral de las tres estructuras, a fin de obtener respuestas comparables. En un caso práctico de diseño se tendrían distintos espectros para cada estructura y para cada dirección de análisis debido a que el factor de reducción de resistencia (R^*) depende del periodo fundamental en la dirección de análisis (DS 61 2011). El espectro de pseudo-aceleración de diseño el cual rige el diseño sísmico de edificios en Chile se define como (DS 61 2011).

$$S_a = \frac{S A_o \alpha}{(R^* / I)} \quad (1)$$

Donde I es el coeficiente de importancia y depende de la categoría del edificio, A_o corresponde a la aceleración efectiva del suelo de acuerdo a la zonificación sísmica de la Norma NCh433 (2009), α es un factor de amplificación que se determina para cada modo de vibrar de la estructura, S es un parámetro dependiente del tipo de suelo y, finalmente, R^* es el factor de reducción de resistencia. Para este estudio se considera que las estructuras se encuentran en zona sísmica II, lo que corresponde a una aceleración efectiva $A_o=0.3$ g. Para edificios destinados a la habitación privada o al uso público, la norma asigna categoría II con un coeficiente de importancia $I=1.0$. El suelo sobre el cual se cimienta la estructura es tipo B, por tanto $S=1.0$. El factor de amplificación espectral, α , y el factor de reducción de resistencia, R^* , son calculados a partir de expresiones que aparecen en la norma. El factor de reducción R^* usado en esta investigación corresponde al factor que produce el corte basal mínimo, establecido por la Norma NCh433 (2009). Para la estructura sin subterráneos en la dirección Y, el cual resultó $R^*=7.80$. Este valor de R^* se utilizó para to-



dos los análisis en esta investigación. Los parámetros sísmicos usados en el cálculo del espectro de diseño de esta investigación se muestran en la Tabla 3.

Tabla 3: Parámetros dependientes del tipo de suelo

Suelo tipo	B
S:	1.00
To (s):	0.30
T (s):	0.35
n:	1.33
p:	1.50

Para el análisis tiempo-historia lineal de este estudio, se utiliza un registro de aceleraciones artificial compatible con el espectro de diseño, a fin de comparar los resultados que se obtienen con los del análisis modal espectral. El registro acelerográfico empleado se muestra en la Figura 4, la aceleración máxima que presenta este registro es de 39.00 cm/s^2 ($0.04g$), y se da en el tiempo de 15.9 s. La Figura 5 compara el espectro de respuesta del registro artificial con el espectro de diseño utilizado en este estudio. En esta figura se observa que ambos espectros son compatibles.

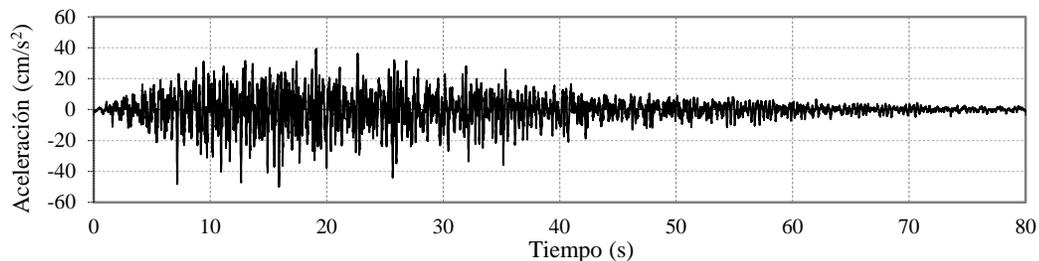


Figura 4: Registro acelerográfico a emplear.

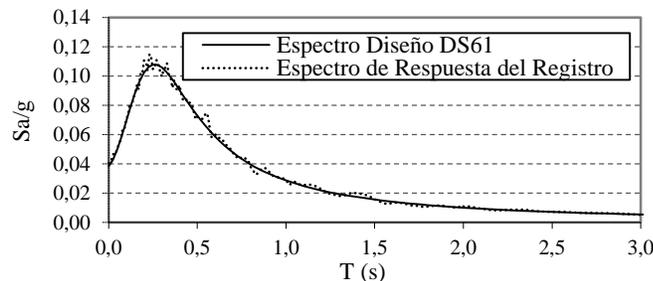


Figura 5: Espectro de respuesta del registro artificial y comparación con el espectro de diseño.

3 PROPIEDADES DINÁMICAS

Por propiedades dinámicas esta sección se refiere a los periodos, a los modos naturales de vibración y a la masa modal efectiva de las estructuras, parámetros relevantes en el análisis sísmico de sistemas lineales. Los modos de vibración de una estructura, al igual que los periodos naturales, dependen de sus propiedades de rigidez y masa, y varían con la inclusión de pisos subterráneos. Los modos de vibración permiten entender el comportamiento dinámico de las estructuras y son usados para el análisis modal espectral y análisis modal en la historia de tiempo. Estos dos tipos de análisis son utilizados en esta investigación.

Los periodos y modos naturales de vibración se determinan usando valores y vectores propios, y vectores de Ritz. En esta investigación se realiza el análisis modal usando vectores de Ritz considerando 30 modos. Para justificar el uso de los vectores de Ritz se presenta en la primera parte de esta sección una comparación de los periodos y los porcentajes de masa modal participantes que se obtienen al usar vectores propios y al usar vectores de Ritz. En la segunda parte de esta sección se muestran los periodos y los porcentajes de masa modal participante de los modos principales calculados con vectores Ritz, que se usan en los análisis. Para la masa sísmica se considera el 100% de las cargas permanentes más el 25 % de la sobrecarga de uso, tal como lo indica la norma NCh433 (2009).

El presente artículo hace parte de las memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica organizado por la Universidad de los Andes y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, Mayo de 2015.



3.1 Análisis Modal

El análisis modal se realiza usando vectores propios y usando vectores de Ritz, a fin de comparar la eficiencia de ambos métodos para obtener los modos fundamentales de vibración. El análisis de vectores propios determina las formas modales y las frecuencias naturales de vibración libre del sistema, mientras que el análisis de los vectores de Ritz calcula modos que son dependientes de la carga aplicada. La Tabla 4 resume los periodos y los porcentajes de masa participantes para los modos principales, obtenidos mediante vectores propios y vectores de Ritz. La comparación se presenta para el caso en que se usan 15 modos, en la estructura con cuatro subterráneos.

Tabla 4.: Porcentaje de masa modal efectiva, Estructura 4 subterráneos

(a) Análisis modal con vectores propios.					(b) Análisis modal con vectores Ritz.				
Modo	T (s)	Mnx (%)	Mny (%)	Mnrz (%)	Modo	T (s)	Mnx (%)	Mny (%)	Mnrz (%)
1	0.799	1.08	0.00	27.10	1	0.799	1.08	0	<u>27.10</u>
2	0.666	1.55	<u>43.79</u>	0.03	2	0.666	1.55	<u>43.79</u>	0.03
3	0.615	<u>43.20</u>	1.62	0.33	3	0.615	<u>43.20</u>	1.62	0.33
.....
15	0.057	0	0	<u>31.96</u>	15	0.024	0.31	3.33	1.48
Σ Mn (%)		92.6	89.4	89.8	Σ Mn (%)		98.8	99.2	40.0

En la Tabla 4, se puede notar que los tres primeros periodos calculados con vectores de Ritz, son idénticos a los calculados con vectores propios. Para los modos superiores existen diferencias (p.e. modo 15). Adicionalmente, la tabla muestra que para un mismo número de modos (15 modos), los vectores de Ritz alcanzan un mayor porcentaje de masa participante en las direcciones de análisis X e Y que los vectores propios. Sin embargo, el porcentaje de masa rotacional es menor en los vectores de Ritz. Los modos calculados con vectores de Ritz dependen de las cargas laterales y el porcentaje de masa rotacional no es relevante.

Realizando una comparación igual a la anterior, pero incluyendo 30 modos, se obtienen los porcentajes de masa modal efectiva de la Tabla 5. Al incluir 30 modos nuevamente los vectores de Ritz logran un mayor porcentaje de masa efectiva que los vectores propios. En consecuencia, con el mismo número de modos se logra una respuesta más cercana a la exacta con el uso de vectores de Ritz que con el uso de vectores propios. Adicionalmente, y en base a los resultados se justifica el uso de 30 modos calculados como vectores de Ritz para los análisis posteriores de esta investigación.

Tabla 5: Porcentaje de masa modal efectiva, Estructura 4 subterráneos, al incluir 30 modos

	Σ Mnx (%)	Σ Mny (%)	Σ Mnrz (%)
Vectores Propios (30 modos)	97.0	96.9	91.5
Vectores de Ritz (30 modos)	99.7	99.8	91.5

3.2 Periodos y Porcentajes de Masa Modal Efectiva

La Tabla 6 muestra los periodos y los porcentajes de masa modal efectiva, de los modos principales de las tres estructuras analizadas (con 0, 2 y 4 subterráneos). Estas propiedades se calcularon usando vectores de Ritz. En la Tabla 6, se identifica el notable efecto de los subterráneos en el porcentaje de masa modal efectiva para los modos fundamentales en las estructuras, tanto en la dirección X e Y. El modo fundamental de la dirección Y tiene un 59% de la masa efectiva en la estructura sin subterráneos, un 49% en la estructura con dos subterráneos y un 44% en la estructura con cuatro subterráneos. El modo fundamental de rotación tiene un 66% de la masa rotacional efectiva en el caso de la estructura sin subterráneos, un 39% en la estructura con dos subterráneos y un 32% en la estructura con 4 subterráneos. Con los 30 modos considerados se logra que la suma de las masas efectivas sea superior al 99% de la masa de la estructura en las direcciones de análisis X e Y, para las tres estructuras. En la dirección rotacional, se alcanza un 98% de la masa en la estructura sin subterráneo, un 84% en la estructura con dos subterráneos y un 92% en la estructura con cuatro subterráneos.

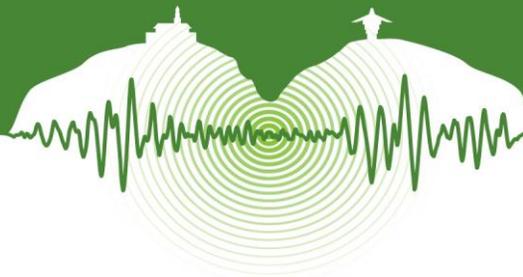


Tabla 6: Periodos y porcentajes de masa modal efectiva

Tabla 6.a: Estructura 0 subterráneos					Tabla 6.b: Estructura 2 subterráneos					Tabla 6.c: Estructura 4 subterráneos				
M	T (s)	M _{nx}	M _{ny}	M _{nrz}	M	T (s)	M _{nx}	M _{ny}	M _{nrz}	M	T (s)	M _{nx}	M _{ny}	M _{nrz}
1	0.673	2.56	0	66.27	1	0.785	1.23	0	38.85	1	0.799	1.08	0	27.10
2	0.539	60.38	10.54	2.21	2	0.622	5.79	48.39	0.10	2	0.666	1.55	43.79	0.03
3	0.513	10.93	58.96	0.36	3	0.590	48.74	5.81	0.51	3	0.615	43.20	1.62	0.33
...
30	0.004	0.16	0.14	0.	30	0.005	0.01	0.63	0.44.	30	0.007	0.40	0	0
Σ Mn		100.0	100.0	98.0	Σ Mn		99.7	99.8	83.8	Σ Mn		99.7	99.8	91.5

4 ESFUERZO CORTANTE Y MOMENTO VOLCANTE

En esta sección se presentan los resultados de respuesta global de las tres estructuras para el análisis modal espectral. La Figura 6.a muestra el peso sísmico en función del número de pisos de las 3 estructuras. El peso sísmico en la base de la estructura sin subterráneos, con 2 subterráneos y con 4 subterráneos es de 7165 tonf, 10220 tonf y 13275 tonf, respectivamente. Las Figuras 7b y 7c comparan el esfuerzo cortante

por piso en la dirección Y (V_y) y el momento volcante por piso en torno al eje X (M_x). En la estructura sin subterráneo el corte basal en la dirección Y es 5.0% del peso sísmico; para la estructura con dos subterráneos el corte basal es 3.4% del peso sísmico, y para la estructura con cuatro subterráneos el corte basal es 3.5% del peso sísmico

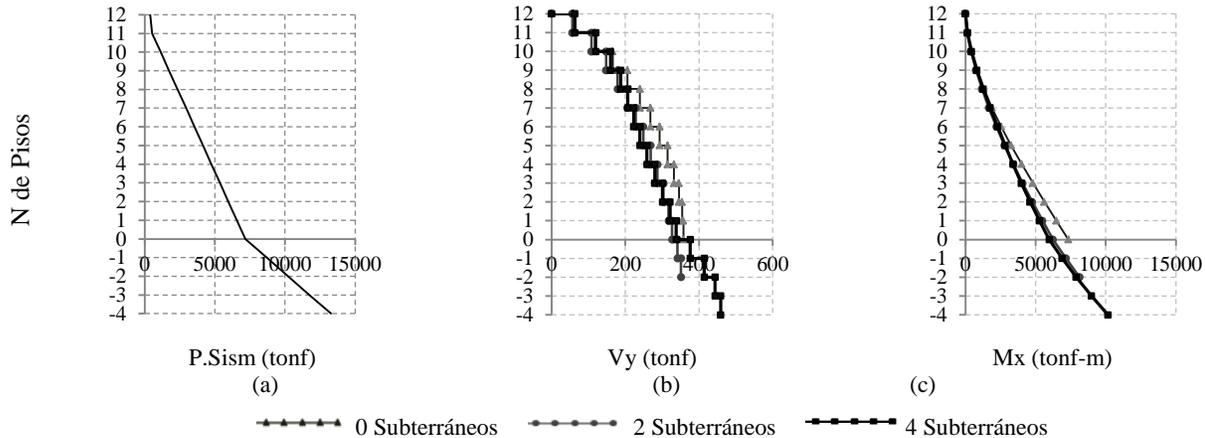


Figura 6: (a) Peso Sísmico de las estructuras, (b) Esfuerzo cortante V_y, y (c) Momento volcante M_x.

En la Figura 6 se observa que la distribución del esfuerzo cortante de piso en la torre es muy similar para las dos estructuras que presentan subterráneos, y que la estructura sin subterráneos es la que presenta el mayor esfuerzo cortante de piso en todos los niveles. A nivel de calle, el esfuerzo cortante en dirección Y de la estructura con cuatro subterráneos es 3% mayor que el esfuerzo cortante de la estructura con dos subterráneos. En la base del segundo subterráneo, el esfuerzo cortante en dirección Y de la estructura con cuatro subterráneos es 18% mayor que el de la estructura con dos subterráneos. Sin embargo, el mayor esfuerzo cortante a nivel de calle se obtiene en la estructura que no presenta subterráneos. La distribución del momento volcante en altura (Figura 6b) es similar en las dos estructuras que presentan subterráneos. Obviamente, a nivel basal la estructura con 4 subterráneos es la que presenta el mayor momento volcante. La estructura sin subterráneos es la que presenta el mayor momento volcante a nivel de calle, debido al empotramiento asignado en esta sección.



5 ESFUERZOS EN MUROS

En esta sección se muestra la variación del esfuerzo cortante y el momento flector en la altura de un muro debido a la inclusión de los pisos subterráneos en el análisis. Se considera un muro principal de sección T y se comparan los esfuerzos para el análisis modal espectral y para el análisis tiempo historia modal. La Figura 7 muestra la ubicación en planta y la sección transversal del muro.

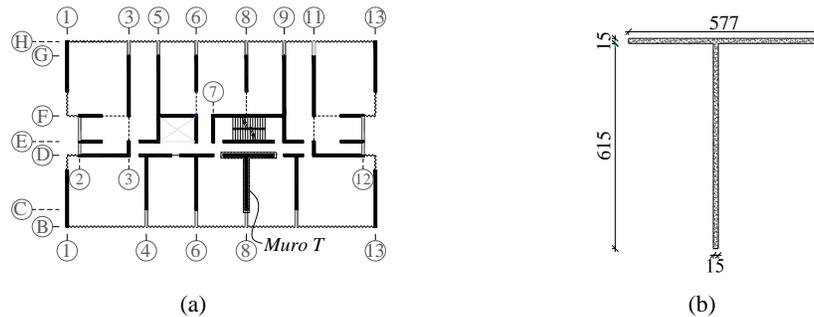


Figura 7: Muro a analizar: (a) Ubicación en planta y (b) Sección transversal (dimensiones en cm).

La Figura 8 muestra el esfuerzo cortante y el momento flector del muro seleccionado para el análisis modal espectral en la dirección Y para las tres estructuras. En esta figura, se aprecia para el edificio con 4 subterráneos, el esfuerzo cortante presenta un significativo aumento en el nivel del primer subterráneo. Sin embargo, en el segundo subterráneo de este edificio se aprecia una disminución del esfuerzo cortante. Esta disminución se debe a que parte del esfuerzo cortante de los muros centrales de la estructura se transfieren a los muros perimetrales de los subterráneos.

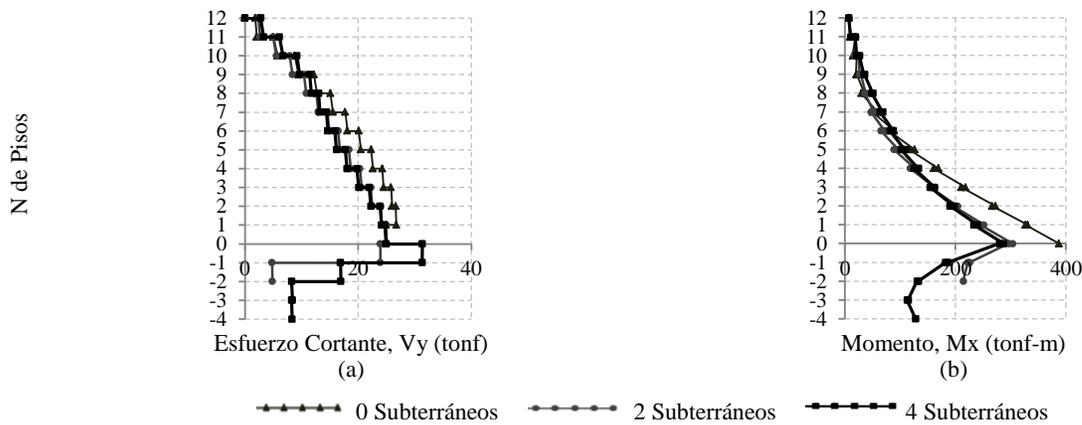


Figura 8: Esfuerzos en Muro T: (a) Esfuerzo cortante V_y , (b) Momento volcante M_x .

La Figura 9 muestra la distribución de esfuerzo cortante y momento flector en el muro T del edificio con cuatro subterráneos, para el análisis tiempo-historia. La figura muestra la distribución de esfuerzos, en los instantes de tiempo donde el esfuerzo cortante es máximo a nivel de la base del primer subterráneo. Adicionalmente estos esfuerzos se comparan con los obtenidos del análisis modal espectral. En el análisis tiempo historia modal se observa un significativo cambio en el esfuerzo cortante de los muros en el nivel del primer subterráneo, que incluso implica un cambio de signo del esfuerzo. Para la estructura con cuatro subterráneos, el esfuerzo cortante en el muro T cambia de 18 tonf a -30 tonf (Figura 9a), y de -24 tonf a 33 tonf (Figura 9b). Como el análisis modal espectral no detecta los cambios de signo, el resultado es muy distinto al del análisis tiempo historia y el esfuerzo cortante en el primer subterráneo aumenta solo 25% (Figura 9a y 9b).

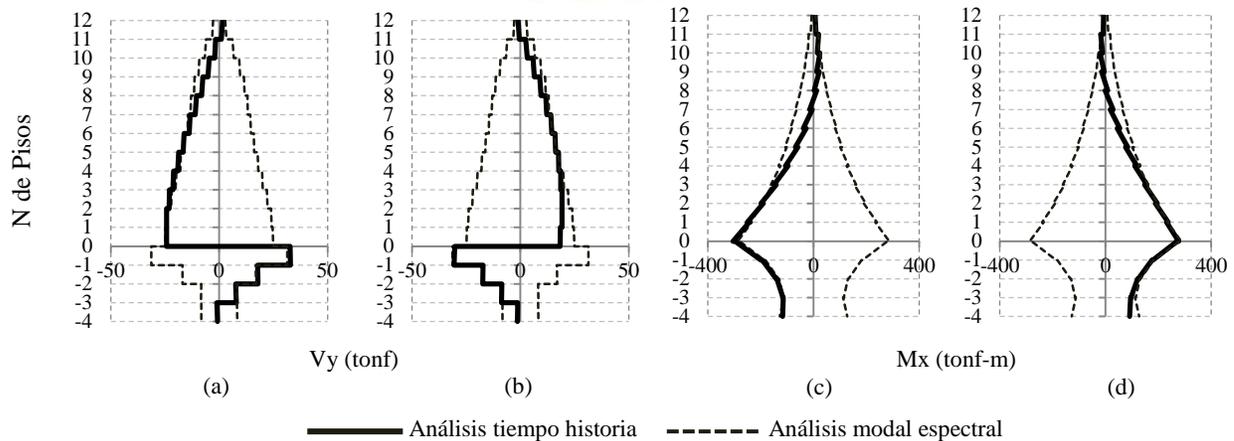
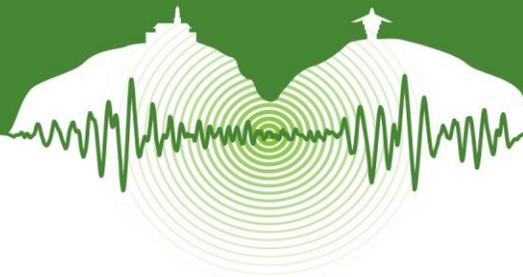


Figura 9: Esfuerzo cortante y momento en Muro T, análisis tiempo historia en la estructura con 4 subterráneos (a) V_y , cuando V_y es máximo, (b) V_y , cuando V_y es mínimo, (c) M_x , cuando V_y es máximo y (d) M_x , cuando V_y es mínimo.

El cambio de signo, observado en el esfuerzo cortante de los muros en el análisis tiempo historia, se conoce en la literatura con el nombre *backstay effect*, o *shear reversal*. Este efecto se produce en los edificios altos en el nivel donde la rigidez lateral de piso aumenta significativamente, debido a la influencia de los muros perimetrales. En efecto, en este nivel se produce una transmisión, de los esfuerzos desde la parte central de la estructura hacia los muros perimetrales de la cimentación.

Estos esfuerzos cortantes se transmiten a través de los diafragmas de los pisos involucrados. En el capítulo siguiente se analiza cómo afecta la modelación de los diafragmas en la estimación de los esfuerzos de los muros.

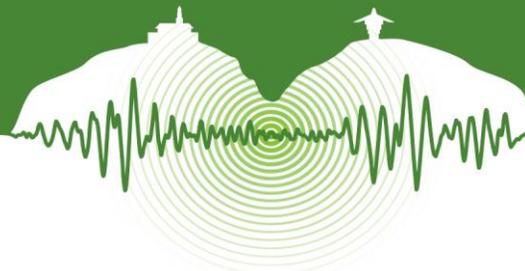
6 INFLUENCIA DE LA RIGIDEZ DEL DIAFRAGMA EN LA RESPUESTA

Los resultados mostrados anteriormente se obtuvieron considerando diafragma rígido en todos los pisos. En este capítulo se presenta un análisis de sensibilidad de la respuesta cuando se varía la flexibilidad de los diafragmas de piso. Los diafragmas de piso pueden ser modelados como rígidos, semirrígidos o flexibles. Los supuestos de estos modelos y sugerencias para usar estos modelos se puede encontrar en (PEER, 2010).

Si no se considera diafragma rígido en el modelo de elementos finitos de un edificio, la rigidez de la losa para deformaciones en su plano depende del espesor. En realidad, las losas de hormigón armado se comportan como semirrígidas ya que estas tienen valores finitos de rigidez en su plano. Sin embargo, en la práctica profesional los diafragmas son comúnmente idealizados como rígidos para simplificar el análisis. De acuerdo con PEER (2010), el modelo con diafragma semirrígido es el más realista, particularmente para configuraciones irregulares o cuando los diafragmas tienen grandes aberturas. La desventaja del uso de diafragma semirrígido es que se incrementa el número de grados de libertad y por lo tanto aumenta el trabajo computacional. El uso de diafragma rígido es apropiado solo para estructuras con configuraciones regulares (PEER, 2010).

En Chile, el DS 61 (2011) menciona que se debe considerar la flexibilidad de los diafragmas si existen dudas sobre la rigidez de la losa. Por otra parte, tanto en PEER (2010) como en LATBSDC (2014) se especifica que se deben usar diafragmas semirrígidos en los pisos que tengan que transmitir grandes fuerzas de corte, como los pisos de los subterráneos que transmiten el esfuerzo cortante desde los muros centrales hacia los muros perimetrales de la cimentación. Adicionalmente, LATBSDC (2014) menciona que debido a la alta influencia que tiene la rigidez de los diafragmas en la respuesta sísmica de edificios se requiere realizar un análisis de sensibilidad para el caso de edificios que presentan el *backstay effect*. Los otros diafragmas en los edificios altos, que no transmitan fuerzas cortantes significativas, pueden ser modelados como diafragmas rígidos.

En la Figura 10 se muestran la distribución del esfuerzo cortante en la dirección Y (V_y) y el momento flector (M_y) del Muro T para las tres estructuras analizadas, con 0, 2 y 4 subterráneos. La figura muestra la respuesta del análisis modal espectral considerando tres casos de asignaciones de diafragmas de piso: i) Caso 1: diafragma rígido en todos los pisos, ii) Caso 2: diafragma semirrígido en los pisos subterráneos y diafragma rígido en los pisos de la torre, y iii) Caso 3: diafragma semirrígido en todos los pisos.



Es importante mencionar que a nivel global, no se identificaron diferencias significativas, ni en el esfuerzo cortante de piso ni en el momento volcante del edificio, para los casos 1, 2 y 3, estos resultados están disponibles en (Alcívar 2014).

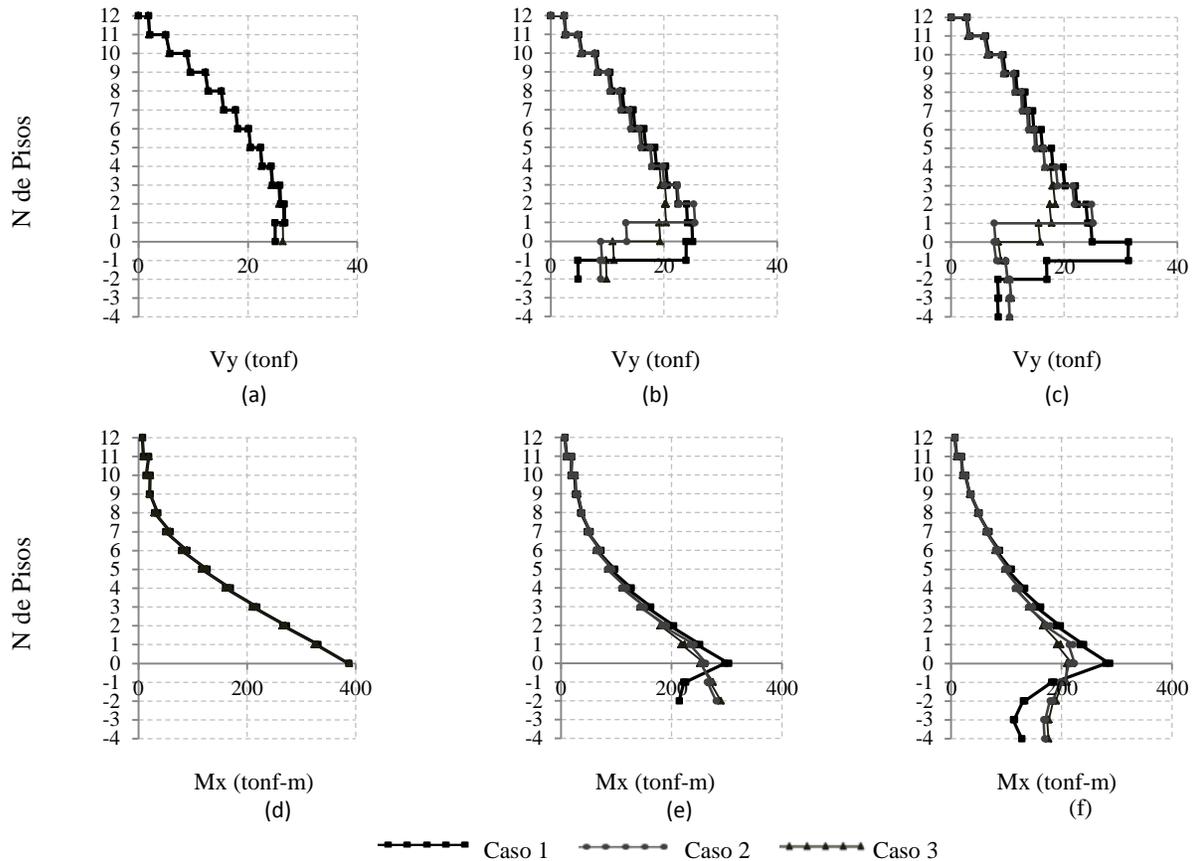


Figura 11: Distribución de esfuerzos en el Muro T considerando distintas asignaciones de diafragmas (a) V_y , 0 subt., (b) V_y , 2 subt., (c) V_y , 4 subt., (d) M_x , 0 subt., (e) M_x , 2 subt., y (f) M_x , 4 subt.

En primer lugar, en la Figura 10 se puede observar que la asignación de diafragma rígido en los pisos subterráneos afecta la estimación del esfuerzo cortante del muro seleccionado, a pesar de que a nivel de la estructura global estas asignaciones no producen diferencias importantes en la estimación del esfuerzo cortante de piso. El modelo con diafragma rígido en todos los pisos (caso 3) predice el mayor esfuerzo cortante a nivel del primer subterráneo. Adicionalmente, la diferencia más significativa en la estimación del esfuerzo cortante se observa en el primer subterráneo. Esto se debe a la transmisión del esfuerzo cortante desde los muros centrales hacia los muros perimetrales de la cimentación. Por último, se observa que la asignación del diafragma de piso tiene mayor influencia en el esfuerzo cortante que en el momento flector del muro seleccionado.

CONCLUSIONES

En este trabajo se estudia el efecto de los niveles subterráneos y de la rigidez de los diafragmas de piso en el comportamiento sísmico de edificios de muros de hormigón armado. Adicionalmente, se presenta un análisis de la eficiencia de usar vectores de Ritz en vez de vectores propios en el análisis modal.

De esta investigación, se puede concluir que:

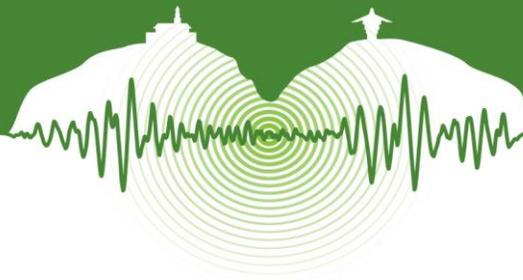
- Los modos de vibración calculados con vectores de Ritz son más eficiente en la inclusión de masa modal efectiva que los modos calculados mediante valores propios. Por lo tanto, se requiere incluir menos modos cuando se estima la respuesta usando vectores de Ritz.
- La distribución en la altura del esfuerzo cortante de piso y del momento volcante de piso en la estructura sin subterráneo resultó ser similar al de las estructuras con subterráneos. Sin embargo la estructura sin subterráneos presentó los mayores esfuerzos, tanto el cortante como el momento volcante, en todos los pisos.



- La inclusión de los pisos subterráneos genera un efecto conocido como “backstay effect”, o “shear reversal” que se manifiesta con un cambio en la dirección del esfuerzo cortante en los muros a nivel del primer subterráneo. Este efecto se observa en el análisis tiempo historia, y el análisis modal espectral no es capaz de identificar este cambio de signo debido a que considera valores absolutos para estimar la respuesta. En esta investigación, se observó un retroceso del esfuerzo cortante de muros del primer subterráneo de hasta 165% (de 18 tonf a -30 tonf) en la estructura con cuatro subterráneos y de hasta 150% (de 16 tonf a -23 tonf) en la estructura con dos subterráneos.
- El análisis modal espectral no detectó el cambio de signo del esfuerzo cortante en los muros del primer subterráneo y en este piso el esfuerzo cortante aumentó 25% en el muro seleccionado, respecto al primer piso, para la estructura con 4 subterráneos.
- En el edificio de estudio, modelar el edificio sin los subterráneos es conservador para el diseño de los muros. El modelo sin subterráneos predice mayores esfuerzos cortantes en los muros que cuando se agregan los subterráneos al modelo.
- La estimación del esfuerzo cortante y momento flector en los muros dependen de la rigidez del diafragma que se considera en el modelo de elementos finitos. El esfuerzo cortante en altura de los muros principales mostró una gran sensibilidad a la rigidez del diafragma de piso considerado en el modelo. Por otro lado, el diagrama de momentos se ve afectado en menor medida. Por lo tanto, para edificios con subterráneos de mayor dimensión que la torre, se confirma que se requiere modelar las losas de estos pisos como semirrígidos.

REFERENCIAS

- American Society of Civil Engineers. 2010. *ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE, Washington D.C., USA.
- Alcívar, W. 2014. Efecto de los subterráneos en el comportamiento sísmico de edificios de muros de hormigón armado, *Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica*, Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.
- Building Seismic Safety Council. 2003. *FEMA 450 – NEHRP Recommended Provisions For Seismic Regulations For New Buildings and Other Structures*. BSSC, Washington D.C., USA.
- Chopra, A. 2014. *Dinámica de Estructuras, 4ta Edición*. México: Pearson Educación.
- Computers and Structures Inc. 2010. *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge*. Berkeley, USA.
- DS 61, MINVU. 2011. *Diseño sísmico de edificios* Norma NCh 433-1996, mod. 2009, mod. Decreto Supremo 61 2011. Santiago, Chile.
- El Ghanayni, H. and El Naggar M.H. 2009. Seismic Performance of Three-Dimensional Frame Structures with Underground Stories, *Department of Civil and Environmental Engineering*, University of Western Ontario, Ontario, Canada.
- Instituto Nacional de Normalización. 2009. *Diseño Estructural - Cargas permanentes y cargas de uso* NCh 1537 of. 2009. Santiago, Chile.
- Instituto Nacional de Normalización. 2009. *Diseño sísmico de edificios* Norma NCh 433-1996, mod. 2009. Santiago, Chile.
- Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council, LATBSDC. 2014. *An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region*. Los Ángeles, USA.
- Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER. 2010. *Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings*, published jointly by Applied Technology Council, Berkeley, USA.
- Saad, G., Saddik, F. and Najjar, S. 2012. Impact of Soil Structure Interaction on the Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings with Underground Stories. *American University of Beirut*, Líbano.
- Wilson, E. 2002. *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures, A physical Approach with Emphasis on Earthquake Engineering, 3rd Edition*, Computers and Structures, Inc. Berkeley, USA.



Caracterización dinámica de puentes viga-losa en concreto postensado mediante pruebas de vibración ambiental (AVT). Caso de estudio: puente El Ramo vía La Renta – San Vicente de Chucurí

Dynamic characterization of beam- slab pre-stressed concrete bridges using ambient vibration testing (AVT). Case study: El Ramo Bridge over La Renta - San Vicente de Chucurí's way

Leonardo Herrera^{1*}, Juan Arenas^{2*}, Álvaro Viviescas¹

¹Profesor Asistente, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia

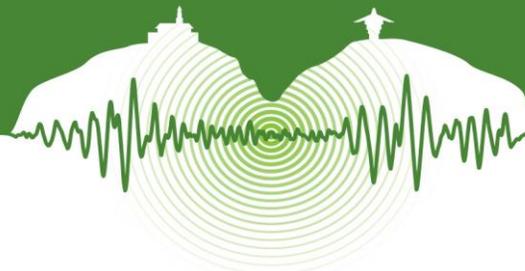
RESUMEN

Las estructuras en general son objeto de actividad dinámica externa e interna, es decir, excitaciones que varían en el tiempo, como lo son: el viento, oleaje, las corrientes de convección, sismos y microsismos, además de las asociadas a la actividad humana. Las pruebas de vibración ambiental (AVT) son herramientas experimentales que permiten la identificación de parámetros dinámicos propios de una estructura. En este proceso se detecta la respuesta dinámica sin necesidad de suministrar una fuente externa de excitación forzada, obteniendo así parámetros como la frecuencia, porcentajes de amortiguamiento y modos de vibración, los cuales están relacionados con la capacidad de disipar energía y su rigidez. La aplicación de estas técnicas motiva al constante monitoreo en términos de seguridad estructural, detectando posibles daños, prediciendo la respuesta ante sollicitaciones sísmicas y la planeación de reforzamientos en caso de ser necesario. La inundación del embalse de la represa de Hidrosogamoso en Santander-Colombia, deja fuera de servicio una serie de puentes en concreto postensado de tipo viga-losa, en la vía La Renta – San Vicente. Para lograr su aprovechamiento académico el grupo INME de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Industrial de Santander solicitó al Departamento de Santander, la autorización para realizar una serie de pruebas estáticas y dinámicas, así como de caracterización de materiales con miras a enriquecer los datos disponibles para posteriores investigaciones del área de puentes que se realizan en este grupo. Como uno de los casos de estudio se tomó el Puente El Ramo, que es un puente viga-losa en concreto postensado de 31m de luz y ancho de calzada de 4,70m. Para éste puente se realizó su respectivo modelo numérico de elementos finitos, el cual fue utilizado para diseñar la prueba de carga estática sobre él realizada. Posteriormente se adelantaron ensayos de vibración ambiental con el fin de caracterizar las propiedades dinámicas del puente y poder calibrar el modelo numérico. Se describe aquí el proceso de realización de las pruebas de vibración ambiental, así como el análisis de la información obtenida en ellas y la posterior calibración del modelo numérico.

Palabras clave: actividad dinámica, vibración ambiental, concreto postensado, propiedades dinámicas.

ABSTRACT

Structures are generally subject to external and internal dynamic activity, that it's to say, excitations that vary over time, such as: wind, waves, convection currents, earthquakes and microearthquakes, in addition to those associated with human activity. Ambient vibration testing (AVT) are experimental for identifying own dynamic parameters of a structure. In this process without supplying an external source of forced excitation dynamic response is detected, thereby obtaining parameters as frequency, damping rates and vibration modes, which are related to energy dissipation capacity and stiffness. The application of these techniques motivates monitoring in terms of structural safety, detecting damage, predicting the response to seismic action and planning in reinforcements if needed. The impounding of the reservoir dam Hidrosogamoso Santander-Colombia, let down a series of pre-stressed concrete bridges in beam-slab type over La Renta – San Vicente's way. To achieve its scientific use the INME group of the School of Civil Engineering, the Universidad Industrial de Santander asked the Department of Santander, the authorization to perform a series of static and dynamic testing and characterization of materials in order to enlarge the data available for a set of research Irea bridges that are performed in this group. As one of the case studies has been selected El Ramo bridge, a beam- slab pre-stressed concrete bridge with 31meters of span and a wide carriageway of 4.70 meters. For this bridge was performed the respective numerical finite element model, which was used to design the static load testing. Subsequently was carried out a series of tests of ambient vibration in order to characterize the dynamic properties of the bridge to calibrate the numerical model. The



process of conducting ambient vibration testing and analysis of the information obtained in these and subsequent calibration of the numerical model described here.

Keywords: dynamic activity, ambient vibration, pre-stressed concrete, dynamic properties.

1 INTRODUCCIÓN

La necesidad de implementar modelos numéricos en el análisis estático y dinámico de estructuras se ha visto favorecido en gran medida con el desarrollo y la aplicación de herramientas computacionales de elementos finitos, las cuales permiten simular los complejos comportamientos de las estructuras. No obstante, el nivel de complejidad en el diseño, construcción y mantenimiento desde el punto de vista estructural ha venido aumentando notablemente en las últimas décadas, por lo cual se debe recurrir a otras alternativas que faciliten el constante monitoreo y detección de daño en estructuras en estado de operación. Existen diversas técnicas de identificación modal, pueden clasificarse como forzadas y no forzadas. Las técnicas de vibración forzada (Input – Output) representan básicamente el hecho de inducir una excitación de entrada y captar una respuesta de salida en la estructura, mientras las técnicas de detección no forzadas (Output – Only) captan únicamente una señal de respuesta de la estructura frente a la acción del medio ambiente (viento, tráfico, microsismos, oleaje, etc.). Las pruebas de vibración ambiental (AVT – Ambient Vibration Testing) representan una técnica de detección no forzada efectiva para la calibración, actualización y validación de modelos numéricos en base a la identificación de parámetros dinámicos. Las AVT son comúnmente utilizadas debido a la dificultad que representa inducirle una excitación significativa a una estructura de gran envergadura, por lo cual, se ha implementado el uso de convertidores de señales análogas a digitales para medir este tipo de respuesta. La implementación de las AVT en la detección de daño consiste en analizar las variaciones en las principales propiedades dinámicas de la estructura: frecuencias, periodos y modos de vibración, etc. Como caso de estudio, las mediciones de vibración ambiental se realizaron sobre el puente El Ramo ubicado sobre la antigua vía que de La Renta comunicaba a San Vicente del Chucurí, es un puente de 31 metros de longitud simplemente apoyado. Para la medición fue necesario contar con un acelerómetro, específicamente un equipo K2 de Kinematics, además de un par de episensores ES-T del mismo fabricante, los cuales se dispusieron en cinco configuraciones diferentes sobre la superficie del tablero para captar los registros de aceleración de la estructura para posteriormente ser tratados e identificar las frecuencias naturales del puente.

MARCO TEÓRICO

Antes de entrar en detalle acerca del procedimiento de ejecución de las AVT es necesario mencionar ciertos conceptos básicos para contextualizar más a fondo en este tema.

1.1 *Vibración Ambiental*

Es también conocida como ruido sísmico, ruido cultural, vibración ambiente, microtrepidaciones, etc., es la vibración que presenta la tierra producto de su dinámica externa e interna (corrientes de convección, oleaje, viento, etc.) además de la vibración producto de la actividad humana. (Martínez Ruíz, 2014)

1.2 *Parámetros de Vibración*

Existen diversos parámetros que brindan la información necesaria para caracterizar las estructuras. Los puentes, edificaciones y demás estructuras en general poseen una respuesta diferente ante las sollicitaciones dinámicas, por ello, vale la pena mencionar algunos aspectos fundamentales:

1.2.1 *Frecuencias naturales y periodos de vibración*

La frecuencia de un sistema indica el número de ciclos de oscilación que se realiza en un tiempo definido cuando se trata de un movimiento periódico. El periodo corresponde a su inversa, tiempo definido en el cual un sistema realiza un ciclo de oscilación. (Franco Ariza, 2012).

1.2.2 *Amortiguamiento*

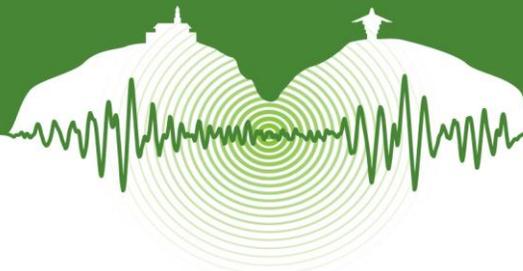
El amortiguamiento de la estructura indica la capacidad de disipación de energía que posee, depende tanto de la geometría como de las propiedades de los materiales (Franco Ariza, 2012).

1.2.3 *Modos de vibración*

Los modos de vibración corresponden a la deformación producida en uno o varios puntos específicos asociados a una de las frecuencias naturales propias de la estructura.

1.3 *Principio del sismómetro*

Según Martínez Ruíz, los sensores sísmicos miden el movimiento del terreno o la estructura y los transforman a voltaje. El movimiento de la estructura (o el suelo) puede describirse matemáticamente como desplazamiento, velocidad o aceleración. Ya que la



medición se realiza en un marco de referencia en movimiento (el sensor se mueve con el terreno), el principio de inercia establece que solo pueden ser medidos los movimientos que causen aceleración (cambio de velocidad). Por lo tanto, el principio de todos los sensores es que una masa debe moverse relativamente a una referencia, en respuesta a la aceleración del terreno o la estructura. Ver Figura 1.

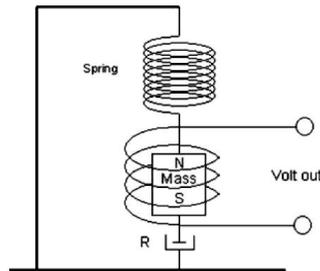


Figura 1: Principio del sismómetro (Martínez Ruíz, 2014).

1.4 Técnicas de Identificación Modal – Selección de picos – Peak Picking (PP)

Cuando una estructura está sujeta a excitaciones ambientales, ella responderá más fuertemente cerca a sus frecuencias naturales. Esas frecuencias pueden ser identificadas de los picos de las densidades de potencia espectral (PSD) computadas por el registro individual de aceleraciones. Para resumir la información contenida en los PSDs correspondientes a las señales individuales, todos los PSDs se normalizan y se promedian para producir una PSD normalizada (ANPSD), ver Figura 2. La normalización se logra multiplicando todos los PSDs por factores de escala individuales para hacer las áreas de todos los PSD iguales (Felber & Cantieni, 1996).

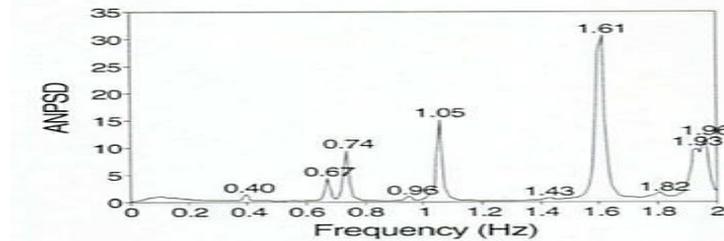


Figura 2: Ejemplo de Función PSD normalizada (ANPSD) (Felber & Cantieni, 1996).

2 CASO EN ESTUDIO

El puente El Ramo hace parte de los puentes que fueron inundados con el llenado del embalse de la represa de Hidrosogamoso, entre ellos se encuentran puentes como: Aguablanca y La Parroquia sobre la misma vía La Renta – San Vicente del Chucurí, y El puente antiguo Gómez Ortíz sobre la antigua vía Girón – Zapatoca. Dichos puentes fueron cedidos por las entidades regionales para la realización de ensayos con fines investigativos y académicos. El Ramo, un puente tipo viga-losa en concreto postensado de luz simple apoyado en sus extremos fue uno de los referentes en las pruebas estáticas y dinámicas. La base de datos e información histórica y técnica recolectada sobre El Ramo es escasa, debido a que son puentes de aproximadamente más de 30 años de edad; dicha dificultad dio lugar a un proceso de levantamiento geométrico y un diseño teórico del postensado para llevar a cabo los estudios mencionados.

2.1 Localización puente El Ramo

El puente en estudio se encuentra ubicado sobre la Quebrada El Ramo, hasta la cual llegará parte del espejo de agua del embalse cubriendo en su totalidad la vía antigua La Renta – San Vicente. En la Figura 3 puede observarse el alcance de la lámina de agua, las vías inundadas y las vías sustitutivas construidas; además se define la localización del puente El Ramo.

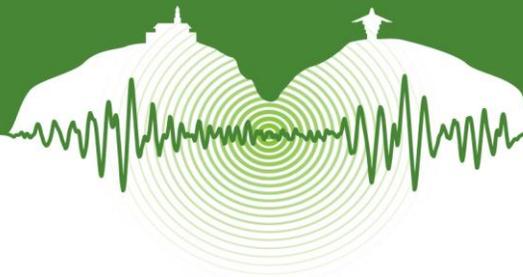


Figura 3: Localización Puente El Ramo.
Archivo Web ISAGEN. Proyecto Hidroeléctrico Sogamoso, 2013.

2.2 Descripción y levantamiento geométrico

Para obtener la geometría exacta del puente fue necesario utilizar un escáner Riegl VZ-400 (Ver Figura 4). Este equipo funciona radiando 360° alrededor de su eje vertical y aproximadamente 120° en su eje horizontal, con lo cual se logró obtener gracias a la reflexión de los materiales, la posición de los elementos que componen la estructura. Dicho proceso se hizo desde varias posiciones alrededor del puente, para así tener un gran volumen de datos. Luego, usando el software del escáner, se procesaron los datos registrados –nube de puntos- de manera que se obtuvo un solo modelo tridimensional de la estructura en base a todas las posiciones escaneadas, y a partir de este se tomaron todas las medidas geométricas necesarias para la correcta caracterización del puente (Mora Lozada, 2014).



Figura 4: Escáner Riegl VZ-400 (Riegl Laser Measurement Systems, 2014).

El escáner arrojó una nube de puntos que se puede apreciar en la Figura 5 (b), la cual al ser tratada permite extraer las medidas reales del puente con gran precisión. A continuación se muestra una perspectiva de la geometría del puente desde diferentes puntos de vista (Figura 5 a).



Figura 5 (a). Perspectivas puente El Ramo

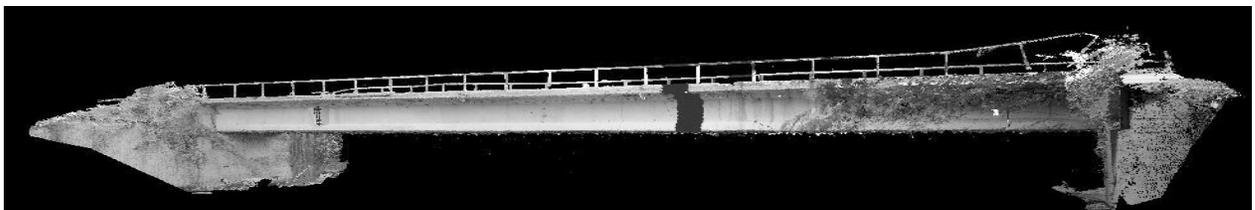
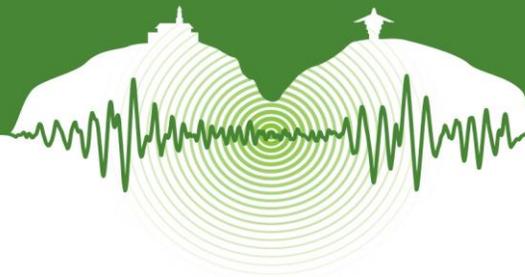


Figura 5 (b): Nube de puntos extraída del puente El Ramo mediante el escáner Riegl VZ-400. Grupo INME (Mora Lozada, 2014).



2.3 Modelo numérico

A partir de la nube de puntos mencionada en el capítulo 3.2, pudo establecerse una sección transversal tipo para el puente (Ver Figura 6 (a)). Por otro lado, en la Figura 6 (b) se presenta una vista en perfil de la longitudinal de la estructura.

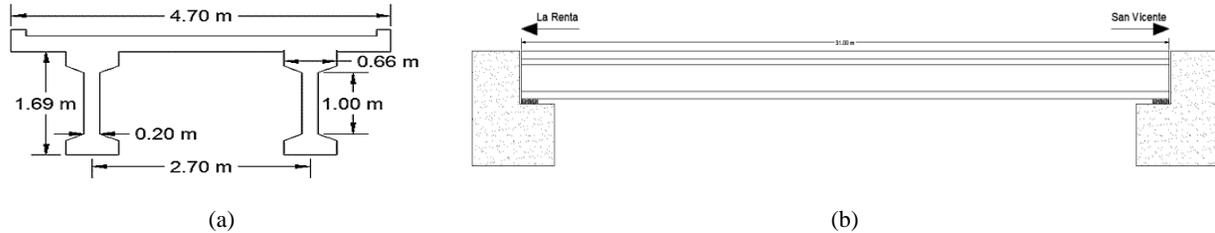


Figura 6 (a): Sección transversal puente El Ramo (Mora Lozada, 2014); (b) Perfil longitudinal puente El Ramo

Partiendo de estas premisas, junto con el soporte de la cartilla de diseño: Fondo Nacional de Caminos Vecinales; Superestructuras en concreto postensado (1993), donde se propone cierta distribución para el postensado, propiedades de los materiales se procede a realizar el modelo numérico con el software Midas Civil 2015. En la Tabla 1 se detallan los materiales propuestos para el modelo numérico.

Tabla 1: Propiedades de los materiales

	Concreto	Acero de Pre-esfuerzo	
Elemento	$f'c$ [MPa]	fpu [MPa]	1890
Viga	35	fpy [MPa]	1600
Losa	21		

En la Figura 7 (a) puede observarse la definición de la sección transversal compuesta (viga-losa) en el software Midas Civil 2015, mientras en la Figura 7 (b) se muestra una vista isométrica del puente ya dibujado.

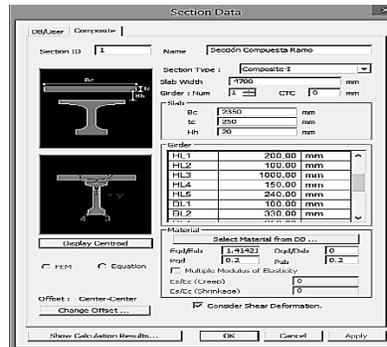


Figura 7 (a): Definición sección transversal, Software Midas Civil 2015.

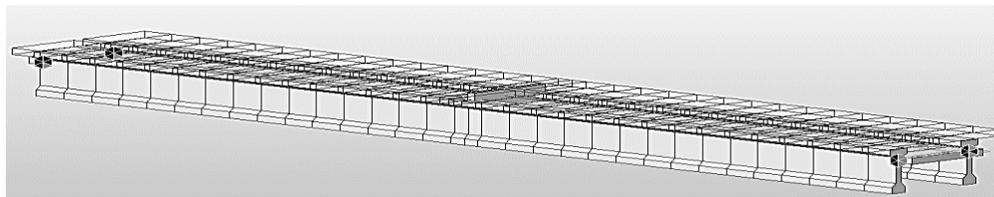
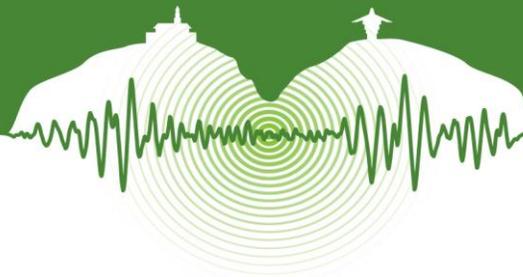


Figura 7 (b): Vista isométrica modelo numérico puente El Ramo, Midas Civil 2015.



2.4 Ejecución de pruebas de vibración ambiental

Las pruebas de vibración ambiental se realizaron sobre el tablero del puente, adaptando cinco configuraciones de los dos sensores (setups) variando la posición de los mismos respecto del equipo K2 que permaneció fijo. Cada sensor posee 3 canales de salida, cada uno indica un grado de libertad diferente (x, y, z). En total se implementaron nueve canales, seis de la pareja de sensores y tres internos de la consola K2, es decir se midieron nueve grados de libertad sobre la estructura. En la Tabla 2 se presenta un resumen de la nomenclatura de los canales asociados a sus respectivos grados de libertad. De la Tabla 2 se puede inferir que del sensor interno K2 el canal 1 corresponde a la medición en dirección “X”, el canal 2 a la medición en “Y” y finalmente el canal 3 a la medición en “Z”, de igual manera para cada sensor en cada setup.

Tabla 2: Nomenclatura de los canales. Sensor interno (K2), sensores externos (S1 y S2).

Sensor	X	Y	Z
K2	1	2	3
S1	4	5	6
S2	7	8	9

2.4.1 Metodología de campo

Se requiere planear una serie de pasos a seguir, para que de esta manera el desarrollo de las pruebas sea más eficaz, ello se logra llevando un orden de los puntos donde se dispondrán los sensores, ubicando la dirección del flujo del agua, preparando el equipo a utilizar y tabulando cada medición con el nombre que le asigne el equipo automáticamente.

2.4.1.1 Esquema general de la prueba

Antes de iniciar la ejecución es necesario plantear en el papel el desarrollo de la prueba, a modo de ejemplo: en el esquema presentado en la Figura 8 puede observarse la distribución de ejes imaginarios tanto longitudinales (Y) como transversales (X) sobre el tablero del puente en cuyas intersecciones se ubicarán los sensores y la consola en cada medición. Es recomendable ubicar los sensores sobre los ejes de las vigas que soportan el tablero en cada cuarto de longitud. Es importante discriminar en el papel la dirección del flujo del agua, que en este caso se refiere a la Quebrada El Ramo que pasa justo debajo del puente.

Dentro de la Figura 8, cada combinación implica relacionar la consola K2 (1) y los sensores móviles S1 y S2 que adquieren diferentes posiciones en cada setup. La medición es el nombre que recibe automáticamente por el software QuickTalk de Kinemetrics en el ordenador portátil.

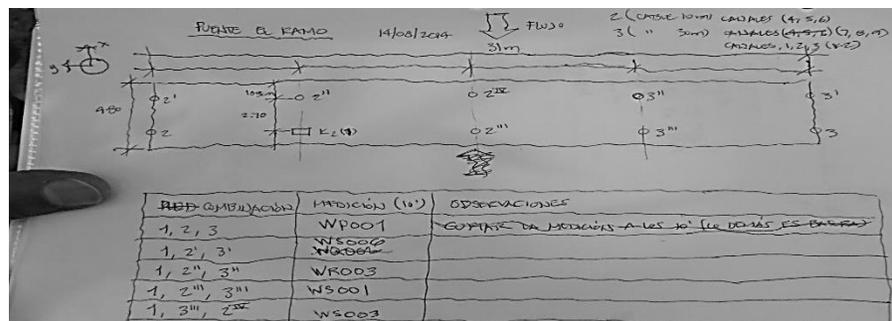
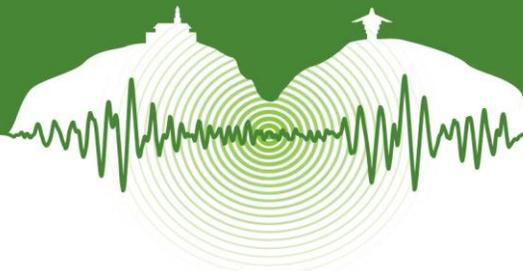


Figura 8: Esquema en planta de la ejecución de las pruebas de vibración ambiental, puente El Ramo. Grupo INME, 2014.

2.4.1.2 Equipo a utilizar

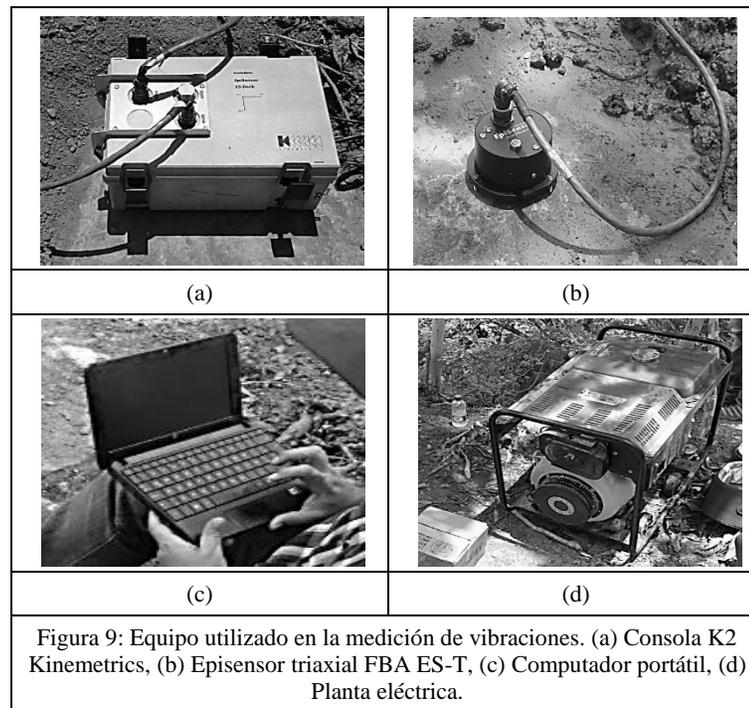
El equipo básicamente consta de los siguientes componentes:

- Consola K2: Es un equipo adquisición de datos multicanal del fabricante Kinemetrics, el cual cuenta con un sensor interno triaxial que ocupa 3 de los 12 canales disponibles. (Franco Ariza, 2012)



- b. Sensores triaxiales FBA ES-T: Pertenecen al mismo fabricante, ocupan 6 de los canales restantes. Estos sensores pueden ser configurados para una sensibilidad de hasta 10 V/g, un ancho de banda DC hasta 200 Hz, un rango de frecuencia de entre 0.15 y 1000 Hz, y un rango dinámico desde ± 0.25 a $\pm 4g$. (Franco Ariza, 2012)
- c. Computador portátil: Es necesario un ordenador compatible con los softwares y complementos del equipo, en este caso fue necesario utilizar un sistema operativo Windows XP, debido a la antigüedad del equipo y sus herramientas.
- d. Cronómetro: Es fundamental para la medición del tiempo de muestreo. La precisión es irrelevante en este elemento.
- e. Cinta métrica: Es utilizada para localizar los puntos donde se ubicarán los sensores sobre el tablero del puente.
- f. Aerosol: Su función es simplemente marcar los puntos mencionados anteriormente para no perderles de vista antes, durante y después de la ejecución de la medición.
- g. Planta eléctrica: Los equipos aquí mencionados necesitan una fuente de alimentación externa para funcionar, existen diversas opciones, en este caso se utilizó una planta eléctrica que trabaja con combustible (ACPM).
- h. Otros: Puede ser útil llevar herramienta de mano como elementos de limpieza en caso de que las circunstancias del sitio así lo exijan (nivel, placas metálicas, pala, escoba, palustre, etc.).

Una ilustración de los anteriores elementos puede verse en la Figura 9.



2.4.2 Muestreo

Como es sabido, los desplazamientos críticos de un puente bajo ciertos patrones de carga se encuentran en el centro de luz, sin embargo, la disposición de los sensores en cada toma se realizó aleatoriamente sobre los ejes de las vigas que soportan la losa (viga izquierda (VI) y viga derecha (VD)), a $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$ y $\frac{3}{4}$ de la longitud total del puente (Ver Figuras 8 a, b, c, d, e). La notación de los instrumentos es la siguiente: Consola K2 (C), Sensor 1 (S1) y Sensor 2 (S2).

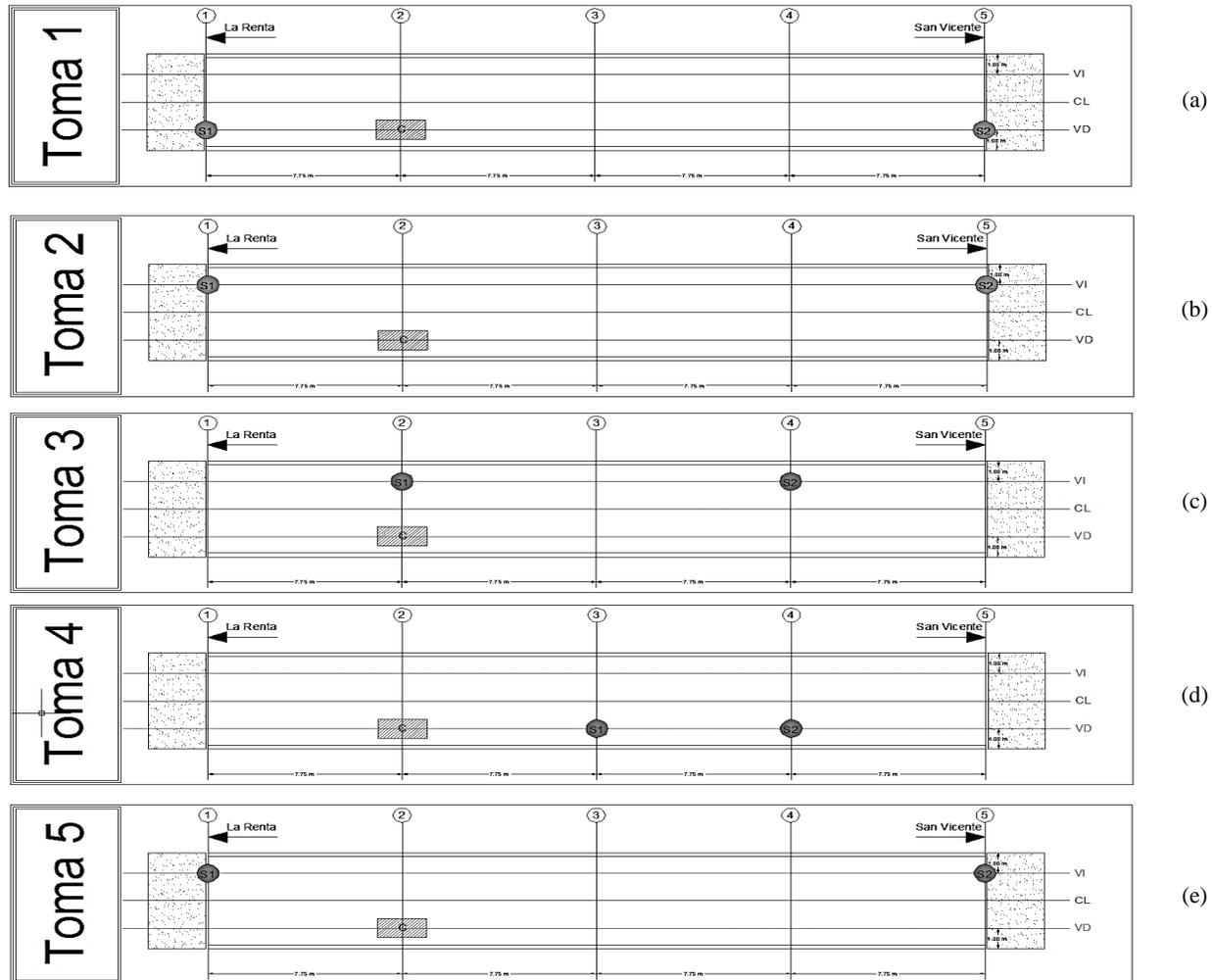
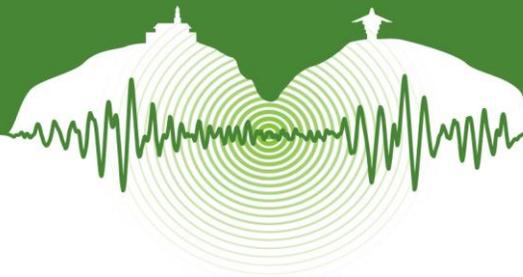
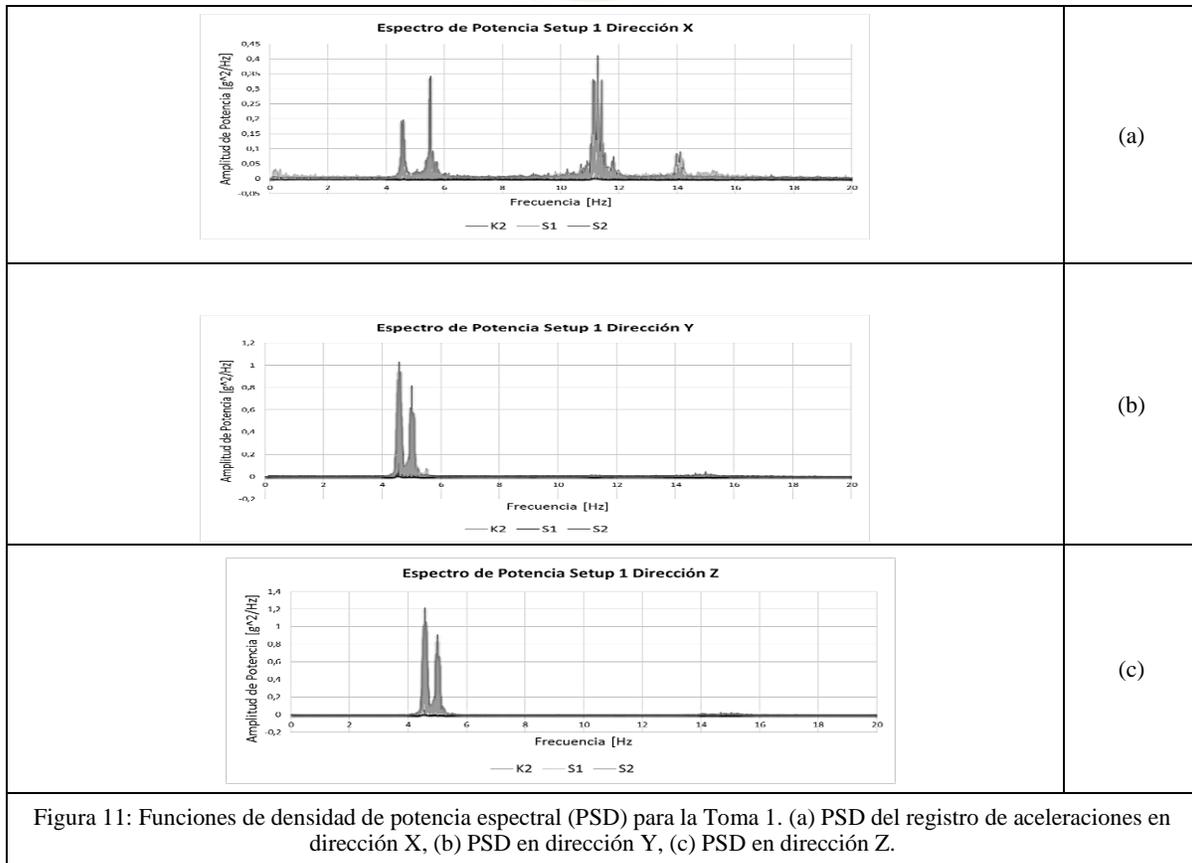
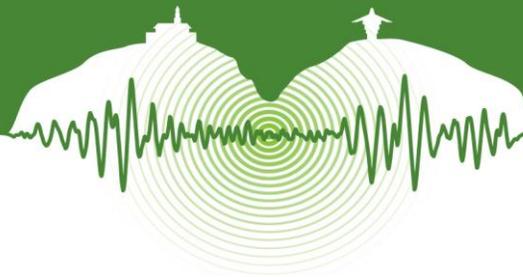


Figura 10: Configuración de los sensores para ejecución de las pruebas de vibración ambiental. (a) Setup 1, (b) Setup 2, (c) Setup 3, (d) Setup 4 y (e) Setup 5.

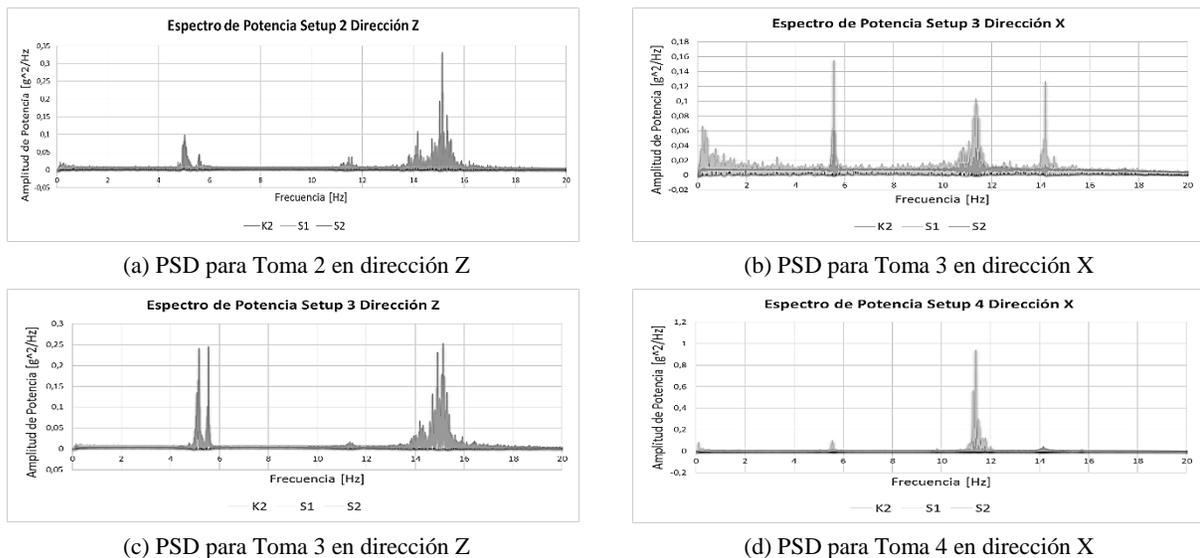
Cada setup tuvo un tiempo de muestreo de aproximadamente 10 minutos, adquiriendo datos con una frecuencia de 200 Hz. Como puede observarse en la Figura 8, la toma 5 es igual a la toma 2, ello se debe a que en una configuración previa diferente el archivo obtenido presentó un peso menor al promedio del peso de todos los archivos, dando indicios de que el archivo podía estar dañado y por lo tanto fue necesario hacer una nueva toma.

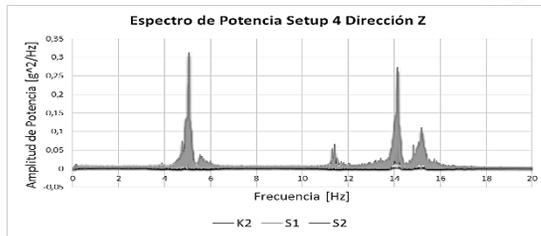
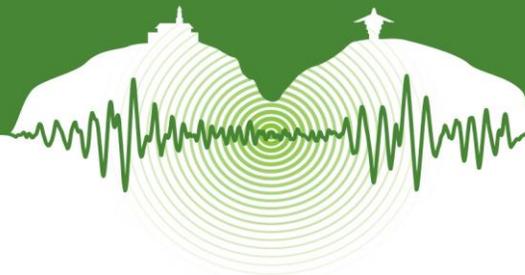
2.4.3 Respuesta dinámica del puente

Una vez se obtienen los registros de aceleraciones de cada setup tanto de los canales internos de la consola K2 como de los sensores triaxiales externos, se utiliza un software que permita tratar los datos, llevándolos del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia por medio de la transformada rápida de Fourier (FFT), de este modo, podemos recrear gráficamente las funciones de densidad espectral y potencia espectral; esta última indicará altas concentraciones de energía dentro del espectro para valores cercanos a las frecuencias propias de la estructura. (Ver Figura 11)

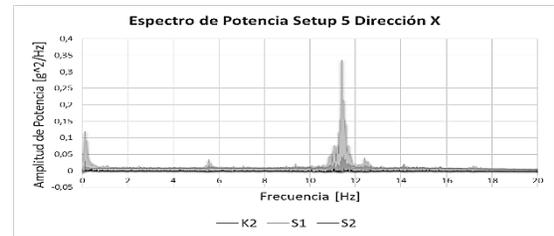


En la Figura 11 puede observarse una función PSD tipo para una toma, específicamente del primer setup. No obstante, las funciones PSD deben ser normalizadas y utilizando funciones de correlación entre los diferentes registros pueden identificarse con certeza las frecuencias naturales de la estructura. En la Figura 12 se destacan las funciones PSD con mayor homogeneidad para diferentes registros de aceleraciones.





(e) PSD para Toma 4 en dirección Z



(f) PSD para Toma 5 en dirección X

Figura 12: Funciones de densidad de potencia espectral (PSD) para diferentes Setups.

Las funciones de densidad de potencia espectral muestran a simple vista los valores aproximados de frecuencias donde se acumula la mayor cantidad de energía, el hecho de que gran cantidad de los picos coincidan en valores cercanos a una misma frecuencia implica que esta pueda ser asumida como una de las frecuencias naturales de la estructura, sin embargo debe corroborarse con una metodología numérica y la ayuda del software adecuado. La gran concentración energética entre los rangos de frecuencias 4-6, 10-12 y 14-16 hertzios permite inferir que alguna de ellas corresponde a las asociadas con las frecuencias de vibración del puente.

CONCLUSIONES

Los ensayos de vibración ambiental son uno de los métodos empleados con mayor frecuencia para la caracterización dinámica de las estructuras generando buenos resultados, además que es una herramienta no destructiva que supera la dificultad de inducir señales de entrada por medio de fuentes externas de excitación forzada. A partir de las mediciones de vibraciones ambientales es posible identificar parámetros dinámicos de un puente y de las estructuras en general. Para el puente en estudio se observó gran concentración de energía en rangos de frecuencias entre 4-6, 10-12 y 14-16 Hertzios, los cuales con la posterior ejecución de funciones de correlación permite determinar con mayor certeza sus frecuencias características.

La elaboración de un modelo numérico facilita la interpretación de los resultados arrojados por el tratamiento de los registros de aceleración, además que es una herramienta fundamental para analizar el comportamiento modal de la estructura. Inicialmente se plantean valores aleatorios para las propiedades de los materiales ya que la idea es calibrar dicho modelo con los valores de frecuencia más cercanos a los obtenidos con las AVT variando las propiedades mecánicas de los materiales que lo componen, en este caso principalmente concreto. Una vez se calibra y valida el modelo numérico puede emplearse como referente para posteriores estudios, tanto de seguridad como de vulnerabilidad sísmica del puente, debido a que en caso de presentarse un evento sísmico que genere daños imperceptibles en la estructura puede analizarse la variación en sus principales propiedades dinámicas y así ejecutar obras de mantenimiento o reparación en caso de ser necesario. En el presente documento se planea mostrar las AVT como una herramienta fundamental en la detección y control de daños en todo tipo de estructuras, es decir, las AVT no solo se aplican en puentes de concreto reforzado sino también en edificaciones, estructuras metálicas, suelos y demás.

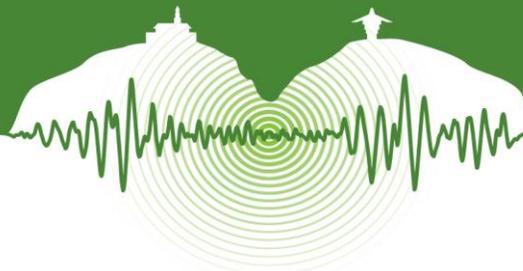
AGRADECIMIENTOS

Expresamos especial reconocimiento al Doctor Álvaro Viviescas Jaimes por su dedicación y liderazgo en el desarrollo del presente proyecto de investigación, al Doctor Gustavo Chio Cho por su orientación y motivación por la enseñanza. Agradecemos a los profesores de la rama de estructuras de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Industrial de Santander integrantes del grupo INME por su aporte y gestión académica. Al grupo de investigación de Geomática quien fue pieza fundamental en el dimensionamiento de la estructura. A Conalvías Construcciones e ISAGEN por brindarnos su apoyo y permitirnos llevar a cabo el trabajo de campo con la mayor seguridad y comodidad posibles. Finalmente al Departamento de Santander por autorizar los estudios en los puentes.

REFERENCIAS

- Carrión Viramontes, F.J., Lozano Guzmán, A., Fabela Gallegos, M., Vázquez Vega, D., y Romero Navarrete, J.A. (1999). Evaluación de puentes mediante el análisis de vibraciones. Sanfandila, Querétaro, México.
- Felber, A., & Cantieni, R. 1996. *Advances in ambient vibration testing: Ganter bridge, Switzerland*. Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research (EMPA), Dubendorf.
- Fondo Nacional de Caminos Vecinales. 1993. *Superestructuras en concreto postensado*.
- Franco Ariza, G.C. 2012. *Calibración del modelo existente de una edificación de valor histórico mediante mediciones de vibración ambiental. Caso estudio: Templo San Francisco de Asís de Bucaramanga*. Bucaramanga, Santander, Colombia.
- Gómez Araujo, I., Maldonado Rondón, E., y Chio Cho, G. 2010. Pruebas de vibración ambiental en puentes. *UIS Ingenierías*.

El presente artículo hace parte de las memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica organizado por la Universidad de los Andes y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, Mayo de 2015.



- Gómez Camargo, F.R. 2007. Caracterización dinámica de los suelos del campus de la Universidad Industrial de Santander sede Bucaramanga - Colombia. Bucaramanga, Santander, Colombia.
- Martínez Ruíz, G. 2014. *Estudio de vibración ambiental en estructuras*. Morelia, Michoacán, México.
- Mora Lozada, J. A. 2014. *Evaluación de la rigidez a flexión de puentes viga y losa en concreto pre-esforzado a partir de pruebas de carga. Caso de estudio: Puente El Ramo, vía La Renta - San Vicente del Chucurí*. Bucaramanga, Santander, Colombia.
- Muñoz, E., Nuñez, F., Rodríguez, J., Ramos, A., & Otálora, C. 2010. Vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga de un puente atirantado basados en confiabilidad estructural. *Revista Ingeniería de Construcción*. Vol XXV, N° 2.
- Ortíz, Patrón, Robles, Ruíz Sandoval, & Cremona. 2009. Evaluación de la capacidad de carga del puente Antonio Dovalí Jaime, mediante el uso de pruebas de carga estáticas y dinámicas. *Concreto y Cemento*. Vol II, N° 1.
- Riegl Laser Measurement Systems. 2014. *RIEGL Laser Measurement Systems*. Recuperado el 30 de Diciembre de 2014, de <http://riegl.com/products/terrestrial-scanning/produktdetail/product/scanner/5/>



Comportamiento sísmico de puentes de concreto simplemente apoyados con aisladores de base.

Sismic behavior of concrete bridges simply supported with base isolator.

Leocadio Rico Pradilla¹

¹Profesor tiempo completo, Programa de Ingeniería Civil, Universidad de Santander, Bucaramanga, Colombia

RESUMEN

En el presente artículo se presenta una comparación del comportamiento sísmico de puentes de concreto reforzado simplemente apoyados usando aisladores de base de dos tipos, los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento HDRB por sus siglas en inglés (High Damping Rubber Bearings) y los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo LRB (Lead Rubber Bearings). Se tomó como caso de estudio el viaducto la flora, definiéndose la geometría y su correspondiente modelamiento en SAP2000. Se definieron las propiedades mecánicas de los dos aisladores usando un modelo bilineal; para el modelo del viaducto se realizó un análisis dinámico no lineal de historias en el tiempo considerando la no linealidad en los aisladores, usando los sismos de la falla Frontal y la falla Bucaramanga-Santa Marta, escalados a nivel de superficie. Se compararon los resultados del modelo sin aislamiento sísmico versus los dos modelos con sistema de aislamiento sísmico, se encontró que los diferentes sistemas de aislamiento sísmico reducen significativamente la demanda de los desplazamientos y fuerzas cortantes en las pilas del puente que le inducen los probables terremotos que puedan ocurrir.

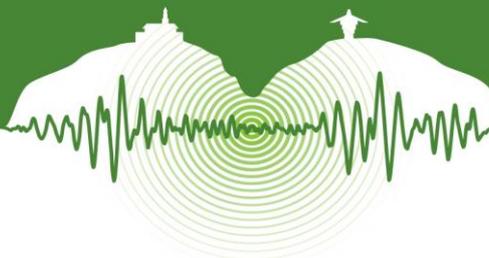
Palabras clave: aisladores elastoméricos, aislamiento sísmico, análisis dinámico no lineal, demanda sísmica.

ABSTRACT

The aim of this paper is to present a comparison of the seismic behavior of simply supported concrete bridges by using two types of base isolators: high damping rubber bearings (HDRB) and lead rubber bearing (LRB). La flora viaduct is taken as case of study, being defined the geometry and its corresponding modeling in sap2000 as well. Also were defined the mechanical properties of two insulators by using a bilinear model; an analysis of histories in time was realized for the model of the viaduct considering nonlinearity in the insulators, by using frontal fault earthquakes of the Frontal and Bucaramanga-Santa Marta fault, done to surface level scale. The results of the model without seismic isolation versus the three system of seismic isolation were compared and we could find that the different systems of seismic isolation reduce both, the demand of the displacements significantly and cutting forces in the piles of the bridge that may induce probable earthquakes that could occur.

Keywords: Elastomeric Isolators, Seismic Isolation, Nonlinear Dynamic Analysis, Seismic Demand.

¹ leocadio_rico@hotmail.com



1. INTRODUCCIÓN

Los puentes son estructuras de vital importancia. Ellos actúan como un eslabón importante en la red de transporte terrestre y un daño serio en ellos durante un evento sísmico impedirá brindar la ayuda necesaria. La actividad sísmica de las últimas décadas ha puesto de manifiesto la vulnerabilidad de los puentes ante este fenómeno.

El control pasivo de estructuras es una de las estrategias que se han propuesto en los últimos años para controlar los desplazamientos y las fuerzas de inercia que se generan en los puentes durante un temblor. El concepto en el que se basa el control pasivo se orienta a la reducción de la demanda sísmica en la estructura y a mejorar su capacidad de disipar energía, más que en tratar de incrementar su capacidad resistente o de deformación. La adecuada aplicación de este criterio conduce a sistemas que se comportan en forma elástica durante grandes sismos; contrariamente al diseño tradicional, en el que se pretende mejorar la capacidad de disipar energía de la estructura mediante el daño en los elementos que la forman. Esto representa una importante ventaja, ya que al evitar el daño de los elementos de la estructura se consigue que permanezca en condiciones de funcionalidad después de ocurrido un siniestro [1].

En la Figura 1(a) se ilustra el efecto de un sismo importante en una estructura típica de un puente, donde las grandes deformaciones generan agrietamientos importantes en las pilas, a las que se les exige una gran ductilidad para lograr disipar la energía del temblor sin que la estructura se derrumbe. En la Figura 1(b) se presenta el caso de un puente con un sistema de aislamiento, con el que se logra reducir las fuerzas de inercia en las pilas del puente. La disipación de energía inelástica que se demanda en un sismo extremo se realiza por medio de la deformación histerética de los apoyos, en lugar de hacerlo a través del daño en las pilas del puente.

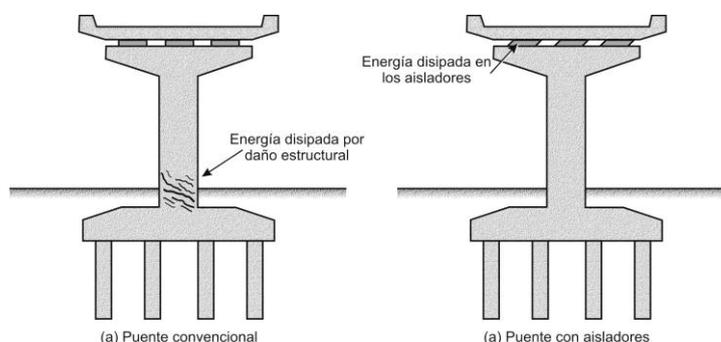


Figura 1: Disipación de energía en un puente convencional y en un puente con aislamiento de base.

Diferentes estudios realizados [2-7] en el pasado han demostrado la efectividad de usar diferentes sistemas de aislamiento sísmico en puentes. En [8] se muestra un estado del arte detallado de estudios analíticos y experimentales sobre la efectividad de sistemas de aislamiento sísmico y su implementación actual en puentes.

2. DESCRIPCIÓN Y MODELAMIENTO DEL VIADUCTO LA FLORA.

2.1. Geometría

El viaducto la flora es una estructura en concreto pretensado, construido con un sistema de pila y losa, con una longitud total de 298.3 metros. Consta de 2 estribos (estribo Conucos al norte y estribo tejar moderno al sur) y 8 pilares. El tablero está dividido en tres secciones lo que da como resultado cuatro juntas ubicadas de la siguiente forma: dos en los estribos y las otras 2 en los ejes 3 y 6. La altura aproximada en el pilar más alto es de 46 metros que corresponde al eje 4, y la luz más grande la encontramos entre los ejes 7 y 8 de 39 metros. El puente tiene un ancho total de 25 metros y consta de tres carriles y sendero peatonal en cada sentido (véase Figura 2).

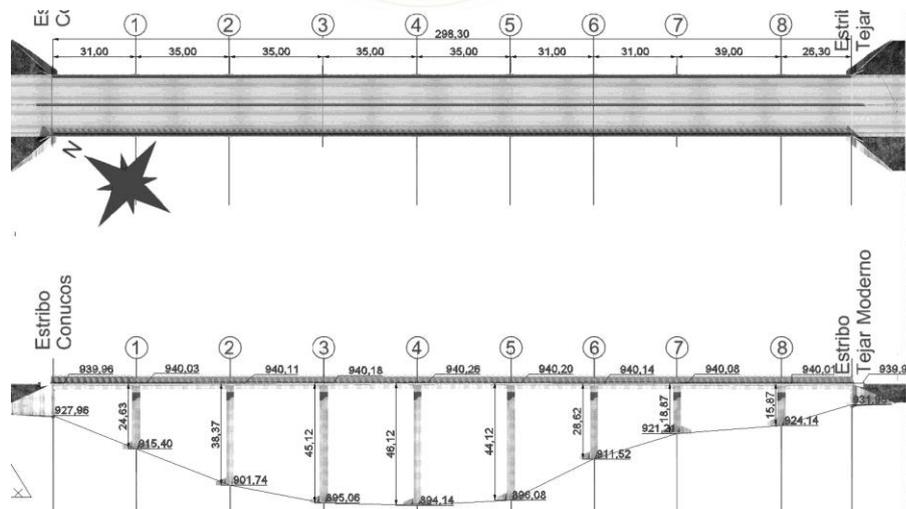


Figura 2: Planta-Perfil del viaducto La Flora.

Las vigas están conformadas por las secciones transversales que se muestran en la Figura 3 y están construidas en concreto pretensado, las vigas se encuentran simplemente apoyadas en sus extremos (un extremo fijo y el otro móvil), en cada luz existen 10 vigas excepto en el tramo comprendido entre los ejes 7 y 8, el cual tiene 11 vigas debido a la longitud de su luz de 39m.

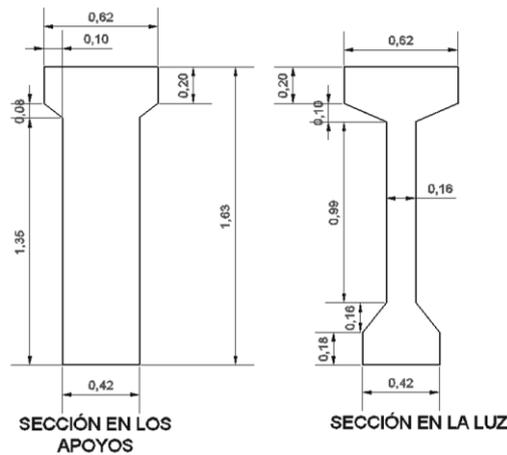


Figura 3: Sección transversal de las vigas.

Como ya mencionamos anteriormente el puente consta de 8 pilares los cuales varían geoméricamente su altura según el perfil del terreno, en la tabla 1 se puede observar el dimensionamiento para cada uno de ellos. La cimentación de esta estructura, se encuentra conformada por un par de zapatas aisladas en cada eje de cimentación con dimensión promedio de 7.5 y 7.0 metros y altura promedio de 2.5 metros. La estructura de apoyo se erige en cada eje con un par de pilas conformadas por estructuras huecas rectangulares de 3 por 3 metros y espesor de 0.25 metros, con altura variable entre 15.87 y 46.12 metros y rematadas en una viga cabezal tipo cajón de 23.5 por 3 metros y 2 metros de altura, en la figura 4 se aprecian las proyecciones principales de un pilar tipo.

Tabla 1: Dimensiones que varían para cada pilar del puente

Eje	Nivel Superior	Nivel Inferior	H [m]	B [m]	L [m]	H [m]	h' [m]
1	937.91	915.41	22.51	8.00	7.00	2.50	1.30
2	937.99	901.74	36.25	9.50	7.50	2.75	1.50
3	938.10	895.06	43.04	10.50	7.50	3.00	1.60
4	938.14	894.14	44.00	10.50	7.50	3.00	1.60
5	938.08	896.08	42.00	10.00	7.50	3.00	1.60
6	938.02	911.52	26.50	8.00	7.00	2.50	1.30
7	937.96	921.21	16.75	7.00	6.00	1.75	1.00
8	937.89	924.14	13.75	7.00	6.00	1.75	1.00

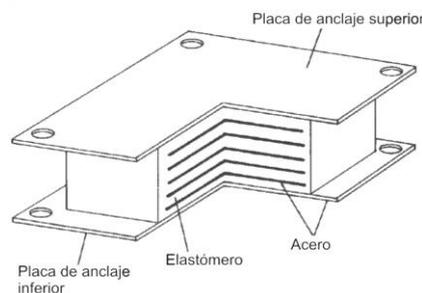
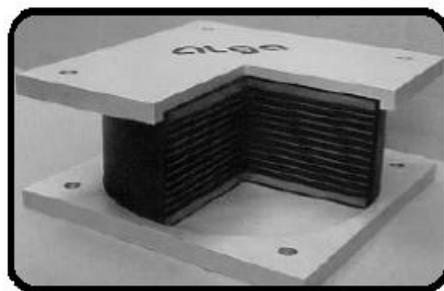
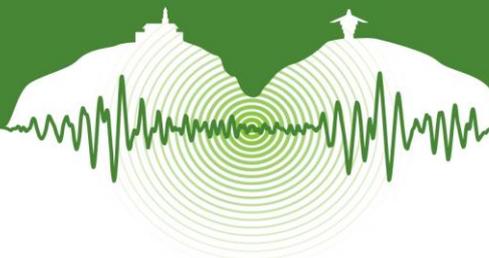


Figura 7: Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDRB).

Los valores de amortiguamiento varían entre el 10% y el 20% [10], el análisis de estructuras aisladas con estos dispositivos se realiza como un sistema bilineal cuyas propiedades dependen de la razón de amortiguamiento efectivo β_{eff} y el módulo de deformación (G) cuyos valores oscilan entre 0,4MPa y 1,4MPa.

3.3. Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB)

Estos aisladores son muy similares a los HDRB con la diferencia que usan un núcleo de plomo, que le proporciona una capacidad adicional de disipar energía y le brinda una rigidez inicial un poco más alta respecto a los anteriores, disminuyendo los desplazamientos para pequeños sismos y fuerzas de viento que actúen sobre la estructura [11 – 12] (véase Figura 8).

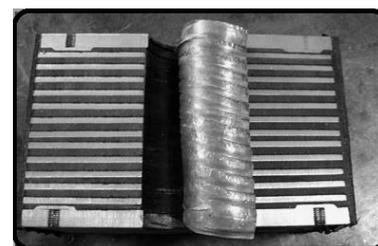


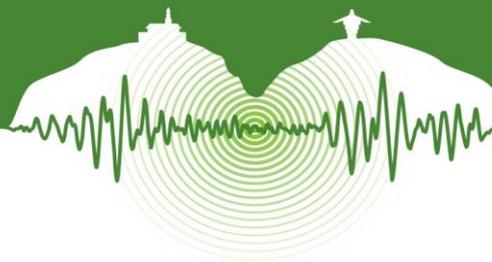
Figura 8: Aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB), (N-Z).

Estos aisladores inicialmente fueron desarrollados y usados en Nueva Zelanda, de ahí que algunos autores se refieran a ellos como sistemas N-Z. El comportamiento del aislador depende de la fuerza lateral que se impone, si la fuerza es muy pequeña será asumida por el núcleo de plomo y el sistema tendrá una alta rigidez, cuando la carga lateral se aumenta el núcleo de plomo se deforma y empieza a fluir; el comportamiento histerético se genera con la energía disipada por el núcleo de plomo, como consecuencia la rigidez lateral del sistema disminuye. El amortiguamiento generalmente se encuentra entre el 15% y el 35% y se puede realizar el modelado de este aislador empleando la teoría bilineal. En su proceso de fabricación es necesario que el hueco realizado en el caucho sea más pequeño que el diámetro del elemento de plomo, para que de este sea forzado a entrar. Esta característica garantiza la uniformidad del bloque y la consiguiente deformación por cortante de todo el volumen del núcleo de plomo. La plastificación del núcleo de plomo garantiza elevados valores de amortiguamiento, que originan, no sólo menores desplazamientos de la superestructura, sino también mayor rigidez lateral del tablero para niveles bajos de acciones horizontales. La tensión de cedencia a cortante del núcleo de plomo es de, aproximadamente 10MPa sobrepasado este valor, la rigidez del dispositivo es la rigidez del caucho, lo que proporciona al dispositivo una rigidez bi-lineal. Este comportamiento es excelente, incluso a bajas temperaturas, pues el caucho presenta buenas características de resistencia a fatiga bajo estas condiciones. La rigidez inicial del aparato LRB es cerca de 10 veces superior a la rigidez post-elástica, resultante de la cedencia del núcleo de plomo. Este tipo de sistema de aislamiento sísmico es la solución más utilizada en puentes, dada su simplicidad, comportamiento y bajo costo.

4. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS Y MODELAMIENTO DE LOS AISLADORES DE BASE

Teóricamente la no linealidad de una estructura aislada de su base proviene de dos fuentes: Las deformaciones inelásticas en el sistema de resistencia sísmica de la estructura y el sistema de aislación, sin embargo considerando que el sistema de resistencia sísmica es más rígido que el sistema de aislación se espera que las deformaciones inelásticas se encuentren localizadas en los aisladores y la estructura sobre estos presente un comportamiento lineal.

Para hacer un uso seguro de los aisladores las propiedades mecánicas de diferentes tipos de aisladores han sido investigadas intensamente. El modelo bilineal ha sido ampliamente aceptado para la investigación y el diseño, esto se debe a que caracteriza las propiedades mecánicas de los aisladores adecuadamente pero también a que es válido tanto para aisladores elastoméricos como para aisladores de fricción.



4.1. Parámetros del modelo bilineal

El modelo bilineal, usado para expresar la relación entre la fuerza cortante y el desplazamiento lateral, puede definirse por tres parámetros básicos: *Rigidez Elástica*, k_e , *Rigidez Post-fluencia*, k_p , *Fuerza Característica*, Q . La fuerza característica Q se emplea a menudo para estimar la estabilidad del comportamiento histerético cuando el aislador experimenta muchos ciclos de carga. Estos tres parámetros reflejan adecuadamente las características mecánicas de los aisladores de una forma simple y suministran una estimación satisfactoria del comportamiento no lineal de un aislador. La Figura 10 muestra un modelo bilineal idealizado:

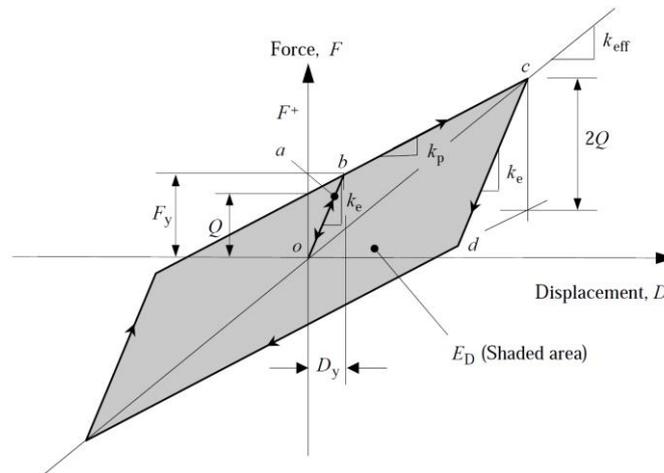


Figura 9: Modelo bilineal del aislador.

La rigidez efectiva k_{eff} , en la región de post-fluencia puede ser expresada en términos de la rigidez post-fluencia k_p y la fuerza característica Q con el correspondiente desplazamiento D lateral. De esta manera tenemos:

$$k_{eff} = k_p + Q/D \quad (1)$$

El desplazamiento de fluencia D_y , también se deriva de k_e , k_p , Q :

$$D_y = \frac{Q}{k_e - k_p} \quad (2)$$

La fuerza de fluencia F_y , en el desplazamiento de fluencia D_y se determina a través de la siguiente ecuación:

$$F_y = Q + k_p D_y \quad (3)$$

El amortiguamiento efectivo β_{eff} se define como:

$$\beta_{eff} = \frac{E_D}{2\pi k_{eff} D^2} \quad (4)$$

Donde E_D es considerada como el área del ciclo de histeresis y corresponde a la energía disipada por ciclo, limitada por el desplazamiento lateral $-D$ y $+D$ en cada ciclo por lo tanto $E_D = 4Q(D - D_y)$.

$$\beta_{eff} = \frac{4Q(D - D_y)}{2\pi k_{eff} D^2} = \frac{2Q(D - D_y)}{\pi k_{eff} D^2} \quad (5)$$

En el diseño estructural, tanto la rigidez efectiva como el amortiguamiento efectivo se determinan a partir del desplazamiento de diseño (DD) y el desplazamiento máximo (DM), los cuales se definen para un periodo fundamental del sistema.

4.2. Modelo bilineal del aislador con núcleo de plomo

La fuerza característica Q de los aisladores con núcleo de plomo es controlada principalmente por la fuerza cortante del núcleo de plomo. El cortante de fluencia ocurre en el núcleo de plomo a bajos niveles de esfuerzo cortante. Sin embargo, el comportamiento histerético del aislador es bastante estable inclusive cuando éste es sometido a muchos ciclos de carga. La siguiente ecuación muestra la relación que existe entre la fuerza característica Q y el producto del esfuerzo de fluencia f_{y1} del plomo por el área de plomo A_1 , como podemos ver este dato es característico para el aislador con núcleo de plomo:

$$Q = A_1 f_{y1} \quad (6)$$

La rigidez post-fluencia k_p , se define a continuación. [14].

$$k_p = \frac{A_b G f_L}{t} \quad (7)$$

Donde, A_b es el área de caucho, t es el grosor total del caucho, $f_L = 1,5$ y G es el módulo de cortante tangente del caucho (se determina a través de pruebas dinámicas de cortante). La rigidez elástica k_e no es fácil de calcular pero a través de la siguiente ecuación empírica se puede obtener un valor aproximado, la rigidez elástica se define como un múltiplo de la rigidez post-fluencia, esto se puede escribir como:

$$6.5k_p \leq k_e \leq 10k_p \quad (8)$$

En base a esta condición podemos conocer el desplazamiento de fluencia D_y sustituyendo los valores encontrados y asumiendo que $k_e = \kappa k_p$. Obtenemos la siguiente ecuación: [20].

$$D_y = \frac{Q}{k_e - k_p} \approx \frac{Q}{\kappa k_p - k_p} = \frac{Q}{(\kappa - 1)k_p} \quad (9)$$



Sustituyendo los datos encontrados hasta el momento podemos encontrar el amortiguamiento efectivo para un aislador con núcleo de plomo.

$$\beta_{eff} = \frac{2Q(D-D_y)}{\pi k_{eff} D^2} = \frac{2Q[(\kappa-1)k_p D - Q]}{\pi(\kappa-1)k_p (k_p D + Q)D} \quad (10)$$

En la Tabla 2 se muestran todas y cada una de las características requeridas para el modelamiento del aislador LRB, para determinar la rigidez vertical del aislador se tomará como 500 veces la rigidez efectiva horizontal.

Tabla 2: Características mecánicas del aislador LRB

AISLADOR LRB			
Ancho	400 mm	t grosor total del caucho	200 mm
Largo	400 mm	K _p rigidez post-fluencia	1.026,99 N/mm
Alto	250 mm	K _e rigidez elástica	10.269,86 N/mm
Espesor lámina de caucho	8 mm	D desplazamiento de diseño	200 mm
espesor lámina de acero	2 mm	K _{eff} rigidez efectiva	1.419,68 N/mm
Diámetro Núcleo de plomo	100 mm	D _y desplazamiento de fluencia	8,50 mm
f _{v1} esfuerzo de fluencia del plomo	10 Mpa	F _y fuerza de fluencia	87.266,46 N
G módulo de cortante del caucho	0,9 Mpa	β _{eff} amortiguamiento efectivo	16,86%
A ₁ área de plomo	7.853,98 mm ²	Rigidez vertical del aislador	709.842,35 N/mm
Q fuerza característica	78.539,82 N	Relación (k _p /k _e)	0,100
A _b área de caucho	152.146,02 mm ²		

4.3. Modelo bilineal del aislador de alto amortiguamiento

Para generar un modelo bilineal para un aislador elastomérico de alto amortiguamiento se emplean parámetros que son normalmente derivados del módulo de cortante G y el amortiguamiento efectivo β_{eff} . El módulo de cortante G , es determinado con precisión de una prueba dinámica de cortante y el amortiguamiento efectivo, determinado de las pruebas a los prototipos de aisladores puede variar entre 10% y 20% del amortiguamiento crítico, [10]. La ecuación para calcular la rigidez post-fluencia k_p para este tipo de aisladores es:

$$k_p = \frac{A_b G}{t} \quad (11)$$

Donde, A_b es el área de caucho, t es el grosor total del caucho, G es el módulo de cortante tangente del caucho. La fuerza característica Q puede ser evaluada por la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{\pi \beta_{eff} k_p D_D^2}{(2 - \pi \beta_{eff}) D_D - 2 D_y} \quad (12)$$

Una estimación aproximada de D_y puede ser expresada en términos del espesor total de la goma t , $D_y = \lambda t$, donde el coeficiente λ varía entre 0,05 y 0,1 [14].

Una vez son conocidas la rigidez post-fluencia k_p , el desplazamiento de fluencia D_y y la fuerza característica Q , la fuerza de fluencia es fácilmente determinada por la siguiente ecuación.

$$F_y = Q + k_p D_y \quad (13)$$

Luego la rigidez elástica de los aisladores de alto amortiguamiento se convierte en:

$$k_e = \frac{F_y}{D_y} = k_p + \frac{Q}{D_y} = k_p \left\{ 1 + \frac{\pi \beta_{eff} k_p D_D^2}{\lambda t [(2 - \pi \beta_{eff}) D_D - 2 \lambda t]} \right\} \quad (14)$$

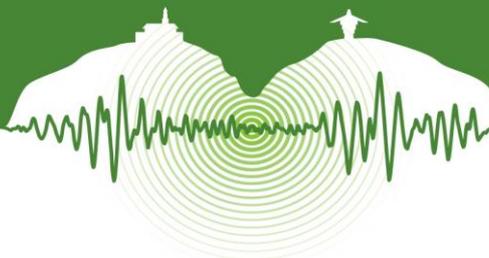
Si finalmente sustituimos $D_y = \lambda t$, la rigidez efectiva hasta lograrse el desplazamiento de diseño estará dada por:

$$k_{eff} = \frac{2Q(D_D - \lambda t)}{\pi \beta_{eff} D_D^2} \quad (15)$$

En la Tabla 3 se muestran cada una de las características requeridas para el modelamiento del aislador HDRB, para determinar la rigidez vertical del aislador se tomará como 500 veces la rigidez efectiva horizontal.

Tabla 3: Características mecánicas del aislador HDRB

AISLADOR HDRB			
Ancho	400 mm	D _D desplazamiento de diseño	200 mm
Largo	400 mm	λ parámetro que varía entre 0,05 y 0,1	0,07
Alto	250 mm	D _y desplazamiento de fluencia	17,50 mm
Espesor lámina de caucho	8 mm	Q fuerza característica	40.100,67 N
G módulo de cortante del caucho	0,9 Mpa	F _y fuerza de fluencia	50.180,67 N



A_b área de caucho	160 mm ²	K_e rigidez elástica	2.867,47 N/mm
t grosor total del caucho	250 mm	K_{eff} rigidez efectiva	776,50 N/mm
K_p rigidez post-fluencia	576,00 N/mm	Rigidez vertical del aislador	388.251,66 N/mm
β_{eff} amortiguamiento efectivo	15,0%	Relación (k_p/k_e)	0,201

5. DEFINICIÓN DE LA ACCIÓN SISMICA

5.1. Definición de los acelerogramas

El estudio de zonificación sismogeotécnica indicativa del área metropolitana de Bucaramanga presentado por INGEOMINAS [16] indica que la amenaza para la ciudad de Bucaramanga está controlada por la posible ocurrencia de un sismo a lo largo de las Fallas Bucaramanga-Santa Marta, Suárez, Salinas y la Frontal de los Llanos Orientales. Sin embargo, este mismo estudio propone tomar como escenarios de amenaza la Falla Bucaramanga-Santa Marta, y la Falla Frontal de los Llanos Orientales. Lo anterior se debe a que los posibles efectos generados por un sismo en las fallas Suárez y Salinas estarían cubiertos por los escenarios escogidos. Además debido a que estos registros generados por INGEOMINAS muestran los datos de aceleración producida por el sismo directamente en la roca y ya que en la ciudad de Bucaramanga generalmente las estructuras no están cimentadas sobre roca sólida es necesario, para un mejor análisis, obtener los registros de los acelerogramas en la superficie del terreno. [17] Realizaron el filtro de estas señales teniendo en cuenta la zonificación sismogeotécnica hecha por INGEOMINAS la cual depende de las características del suelo y la respuesta dinámica de cada zona de la región generando estos acelerogramas en superficie, como se muestran en la Figura 11 y 12.

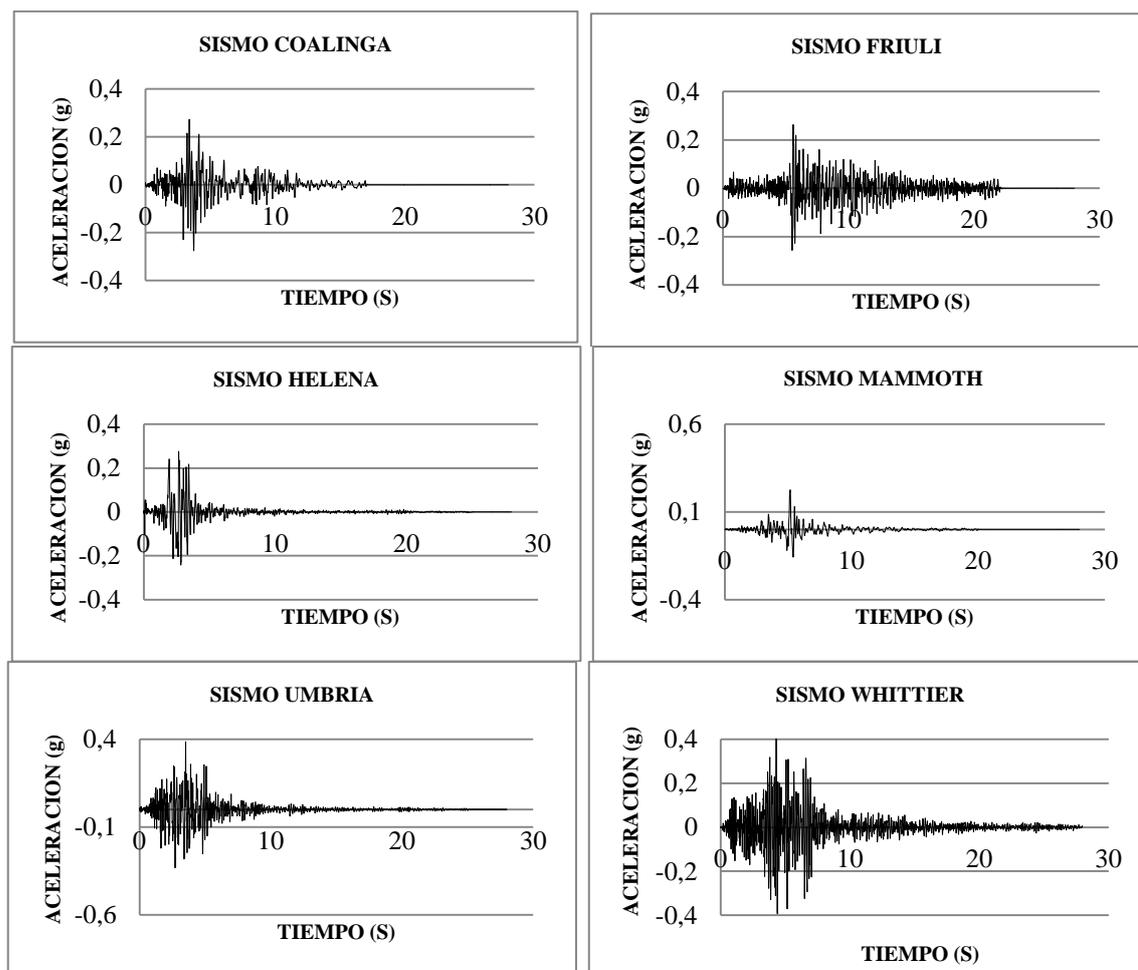


Figura 10: Acelerogramas compatibles con escenario sísmico falla Bucaramanga - Santa Marta para la zona 2.

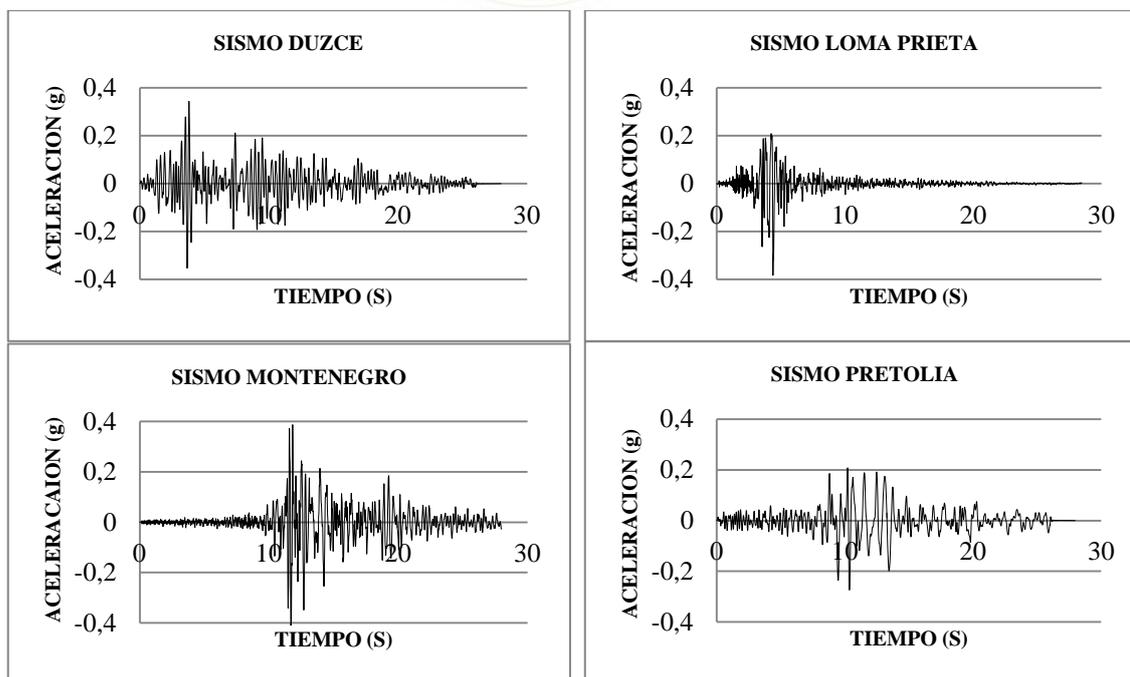
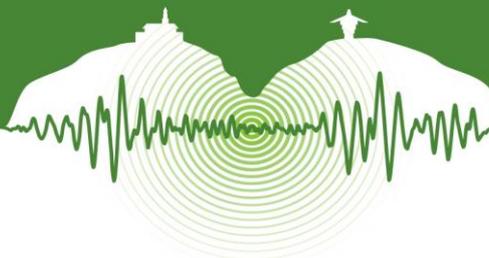


Figura 11: Acelerogramas compatibles con escenario sísmico falla Frontal para la zona 2.

6. ANALISIS Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS

6.1. Periodos y modos de vibración

En la Tabla 4 se muestran los periodos y frecuencias para los primeros 8 modos de vibración del puente sin sistema de aislamiento y con los dos sistemas de aisladores usados.

Tabla 4: Comparación de los periodos para los modelos del viaducto sin sistema de aislamiento, con HDRB, con FPS y con LRB

Modo No.	SIN AISLADOR		HDRB		LRB	
	Periodo [seg]	Frecuencia [ciclos/seg]	Periodo [seg]	Frecuencia [ciclos/seg]	Periodo [seg]	Frecuencia [ciclos/seg]
1	2.91	0.34	2.32	0.43	2.02	0.49
2	2.80	0.36	2.21	0.45	1.91	0.52
3	2.56	0.39	2.03	0.49	1.66	0.60
4	2.12	0.47	1.96	0.51	1.59	0.63
5	1.19	0.84	1.83	0.55	1.43	0.70
6	0.96	1.04	1.78	0.56	1.39	0.72
7	0.62	1.62	1.71	0.59	1.30	0.77
8	0.40	2.51	1.70	0.59	1.28	0.78

Para los cuatro modelos del puente, el primer modo de vibración está en dirección longitudinal. Es de aclarar también, que para el modelo sin aisladores, los primeros 8 modos de vibración ocurren en dirección longitudinal, mientras que para los modelos con aisladores, el primer y quinto modo de vibración están en dirección longitudinal, y el segundo y sexto modo de vibración ocurren en dirección transversal.

6.2. DESPLAZAMIENTOS Y FUERZAS CORTANTES EN LA BASE.

Como ejemplo particular en la Figura 13 se muestra la comparación de los desplazamientos en la pila 3 en dirección longitudinal para el puente sin aislamiento sísmico versus el aislamiento LRB para el sismo de Duzce. De igual manera se compara la fuerza cortante en la pila 7, para el sismo de Pretolia, para el puente sin aislamiento sísmico versus el aislamiento HDRB, véase Figura 14.

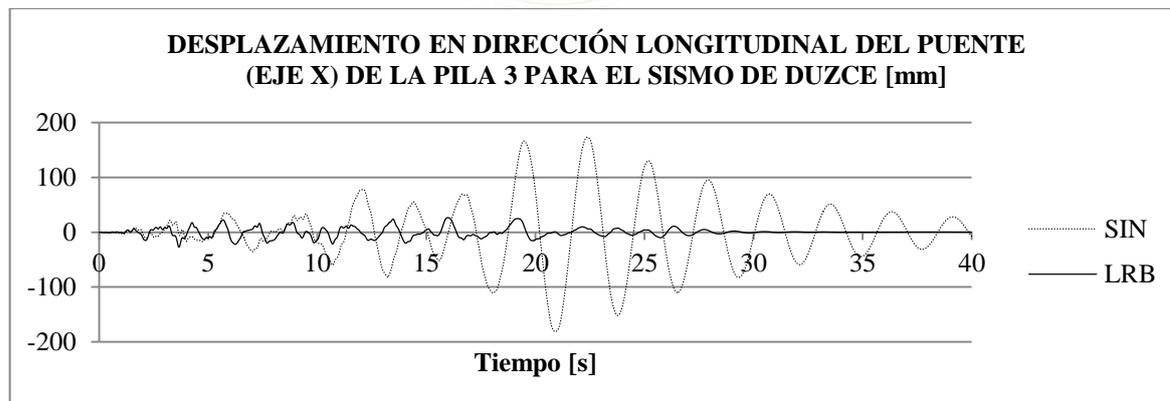
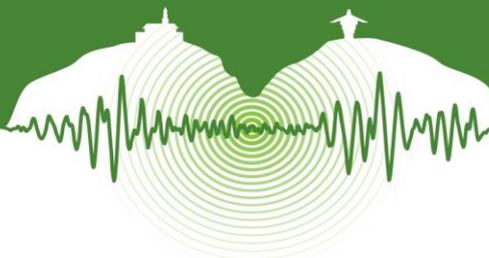


Figura 12: Desplazamiento de la pila 3 en dirección longitudinal del puente para el sismo de Duzce, sin aislamiento versus el aislamiento LRB.

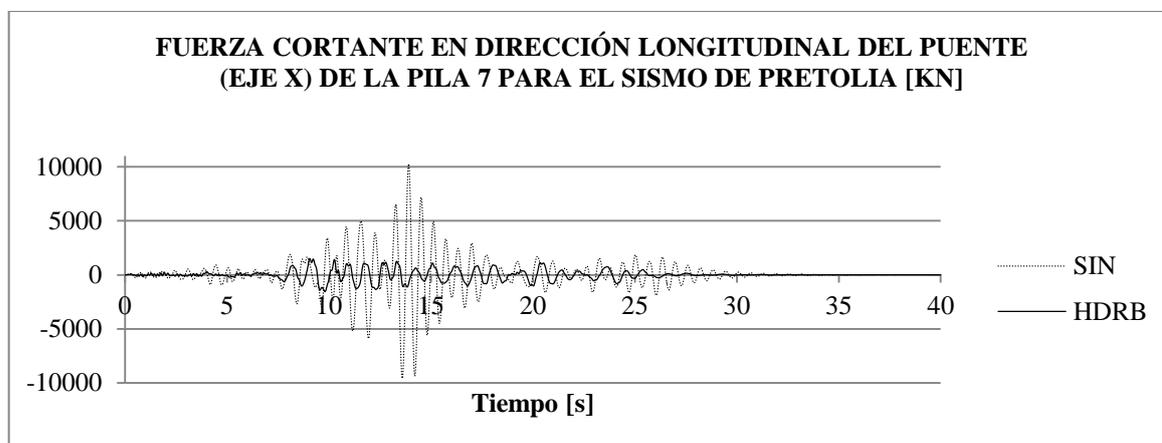


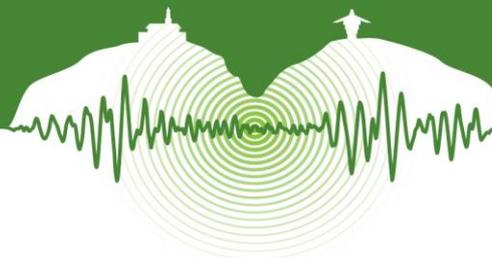
Figura 13: Fuerza cortante en la pila 7 en dirección longitudinal del puente para el sismo de Pretolia, sin aislamiento versus el aislamiento HDRB.

En la Tabla 5 se comparan los desplazamientos máximos de las pilas en dirección longitudinal (eje X) del puente, obtenidos del análisis de historias en el tiempo para los acelerogramas definidos anteriormente.

Tabla 5: Comparación de los desplazamientos máximos de las pilas en dirección longitudinal (eje X) del puente para los modelos sin sistema de aislamiento, con HDRB, con FPS y con LRB

Comparación de los desplazamientos en X [mm]									
SISMO	PILA 1			PILA 2			PILA 3		
	SIN	LRB	HDRB	SIN	LRB	HDRB	SIN	LRB	HDRB
COALIGNA	69.5	15.5	15.9	47.3	33.0	30.9	44.0	44.4	35.4
DUZCE	29.3	9.5	10.7	112.0	19.9	23.7	181.3	27.2	36.0
FRIULI	8.5	4.2	6.5	15.2	6.0	8.3	9.4	9.0	11.9
HELENA	58.3	16.3	14.3	51.5	39.3	38.0	45.5	53.4	52.0
LOMAPRIETA	37.3	16.5	10.2	54.5	31.9	32.4	50.9	49.3	44.5
MAMMOTH	29.3	14.0	7.7	33.2	20.3	19.6	24.1	24.8	25.5
MONTENEGRO	54.7	18.3	11.1	57.4	25.6	25.3	45.6	35.4	32.4
PRETOLIA	106.7	25.0	16.0	172.8	47.4	51.4	101.7	70.5	67.9
UMBRIA	7.8	6.5	7.1	10.3	6.8	7.4	6.8	7.9	10.3
WHITTIER	8.7	4.7	5.8	8.7	7.4	7.9	5.7	11.3	9.6
Máximos	106.7	25.0	16.0	172.8	47.4	51.4	181.3	70.5	67.9

SISMO	PILA 4			PILA 5			PILA 6		
	SIN	LRB	HDRB	SIN	LRB	HDRB	SIN	LRB	HDRB
COALIGNA	42.5	46.9	37.5	47.8	35.9	33.1	72.9	20.6	22.5
DUZCE	180.4	29.4	38.3	161.7	22.6	29.2	28.2	12.2	15.9
FRIULI	8.0	9.5	12.8	12.6	7.2	9.3	8.1	5.0	6.7
HELENA	44.4	57.8	55.0	48.4	44.1	44.0	74.6	23.2	20.2
LOMAPRIETA	48.4	52.3	46.1	55.8	38.4	38.3	45.2	19.7	16.2
MAMMOTH	23.3	24.2	26.5	27.0	22.7	22.8	26.9	16.5	10.2



MONTENEGRO	46.4	37.7	33.4	53.0	29.3	31.1	37.2	22.1	16.3
PRETOLIA	95.2	76.1	71.5	115.7	51.1	62.9	107.8	35.2	23.5
UMBRIA	6.9	7.7	10.4	7.5	7.6	6.9	6.6	8.2	6.7
WHITTIER	5.4	11.9	9.8	6.6	8.1	8.4	11.4	5.5	5.9
Máximos	180.4	76.1	71.5	161.7	51.1	62.9	107.8	35.2	23.5

SISMO	PILA 7			PILA 8		
	SIN	LRB	HDRB	SIN	LRB	HDRB
COALIGNA	23.9	9.0	7.3	9.0	0.6	7.3
DUZCE	24.5	6.6	4.2	17.1	0.8	0.7
FRIULI	9.4	3.0	2.8	9.2	0.6	0.3
HELENA	27.2	8.4	6.7	16.4	1.0	1.2
LOMAPRIETA	24.3	8.0	6.0	33.0	1.0	0.9
MAMMOTH	27.4	8.6	4.5	15.9	1.2	0.9
MONTENEGRO	55.9	10.3	5.7	22.1	1.3	1.2
PRETOLIA	68.2	10.7	6.8	23.0	1.7	1.9
UMBRIA	16.1	4.4	3.4	20.2	0.7	0.4
WHITTIER	5.0	2.1	5.2	11.5	0.4	0.5
Máximos	68.2	10.7	7.3	33.0	1.7	7.3

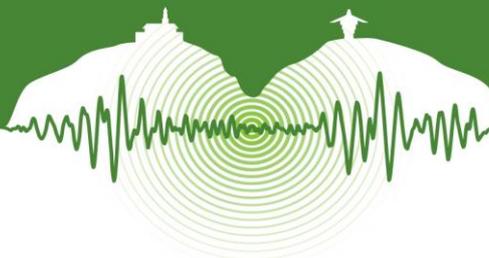
En la tabla 6 se comparan las fuerzas cortantes máximas para cada pila en dirección longitudinal (eje X) del puente, obtenidos del análisis de historias en el tiempo para los acelerogramas definidos anteriormente.

Tabla 6: Comparación de las fuerzas cortantes máximas para cada pila en dirección longitudinal (eje X) del puente para los modelos sin sistema de aislamiento, con HDRB, con FPS y con LRB

Comparación de las fuerzas cortantes en X [KN]									
SISMO	PILA 1			PILA 2			PILA 3		
	SIN	LRB	HDRB	SIN	LRB	HDRB	SIN	LRB	HDRB
COALIGNA	3906	1560	1560	1013	979	853	1200	829	566
DUZCE	1569	948	1077	1465	593	675	1359	961	577
FRIULI	486	414	666	867	189	266	1119	475	311
HELENA	3258	1654	1329	1258	1127	1060	1262	1142	940
LOMAPRIETA	1969	1665	1225	975	943	888	1119	949	882
MAMMOTH	1568	1397	730	499	601	545	448	454	380
MONTENEGRO	2922	1807	1143	1256	756	690	2354	715	639
PRETOLIA	5876	2508	366	1928	1344	1357	1458	1054	1165
UMBRIA	408	640	627	954	208	230	1621	395	371
WHITTIER	549	490	597	1719	220	256	1081	368	469
Máximos	5876	2508	1560	1928	1344	1357	2354	1142	1165

SISMO	PILA 4			PILA 5			PILA 6		
	SIN	LRB	HDRB	SIN	LRB	HDRB	SIN	LRB	HDRB
COALIGNA	894	893	551	1507	830	724	2604	1445	1495
DUZCE	1346	814	571	1405	523	619	914	873	1071
FRIULI	1149	402	270	1131	189	261	497	356	458
HELENA	1298	1186	932	1265	914	934	2386	1622	1355
LOMAPRIETA	1296	947	894	1084	864	783	1559	1350	1103
MAMMOTH	425	432	364	470	530	477	908	1156	696
MONTENEGRO	2208	672	606	2294	702	603	1153	1503	1094
PRETOLIA	1311	1117	1152	1681	1074	1192	3466	238	1542
UMBRIA	1703	358	338	1298	185	216	353	563	462
WHITTIER	1092	330	378	1248	200	281	658	387	415
Máximos	2208	1186	1152	2294	1074	1192	3466	1622	1542

SISMO	PILA 7			PILA 8		
	SIN	LRB	HDRB	SIN	LRB	HDRB
COALIGNA	3596	2150	1705	2630	260	683
DUZCE	3682	1546	983	5160	329	279
FRIULI	1409	702	597	2598	253	108
HELENA	4086	1981	1588	4830	444	531
LOMAPRIETA	3648	1897	1381	9720	467	346
MAMMOTH	4114	2008	1019	4646	533	372
MONTENEGRO	8398	2366	1324	6500	568	446
PRETOLIA	10246	2528	1549	6778	719	746
UMBRIA	2392	1038	763	5944	286	138
WHITTIER	736	465	1179	3104	119	119
Máximos	10246	2528	1705	9720	719	746



En la Tabla 7 se comparan los desplazamientos y en la Tabla 8 las fuerzas cortantes en dirección longitudinal del puente, para el modelo sin aislamiento sísmico, como también para los modelos con los dos sistemas de aislamiento de base, para los valores máximos obtenidos del análisis de historias en el tiempo para los diez acelerogramas de las fallas Frontal y falla Bucaramanga – Santa Marta.

Tabla 7: Comparación de desplazamientos para los cuatro modelos del puente, en dirección longitudinal y transversal del puente

			PILA 1	PILA 2	PILA 3	PILA 4	PILA 5	PILA 6	PILA 7	PILA 8
Desplazamientos y derivas en X	SIN	δ [mm]	106.70	172.80	181.30	180.40	161.70	107.80	68.19	33.00
		Δ %	0.43%	0.45%	0.40%	0.39%	0.37%	0.38%	0.36%	0.21%
	HDRB	δ [mm]	15.99	51.40	67.93	71.51	62.90	23.46	7.33	7.28
		Δ %	0.06%	0.13%	0.15%	0.16%	0.14%	0.08%	0.04%	0.05%
	LRB	δ [mm]	25.04	47.41	70.45	76.13	51.14	35.24	10.67	1.69
		Δ %	0.10%	0.12%	0.16%	0.17%	0.12%	0.12%	0.06%	0.01%

La mayor deriva del puente sin aislamiento sísmico en dirección longitudinal se presenta en la pila 2 y es del 0,45%, y por el uso de aisladores de base, se reduce al orden del 0,14%, también se puede observar que las derivas en dirección transversal del puente sin aislamiento sísmico son imperceptibles, mientras que con el uso de aisladores de base aumentan considerablemente alcanzándose valores máximos de deriva del orden del 0,16%. Aunque también se percibe que las pilas del puente sin aislamiento sísmico son altamente rígidas pues en general las derivas son muy pequeñas, valores desde 0,21% hasta 0,45%.

Tabla 8: Comparación de fuerzas cortantes para los cuatro modelos del puente, en dirección longitudinal y transversal del puente

		PILA 1	PILA 2	PILA 3	PILA 4	PILA 5	PILA 6	PILA 7	PILA 8
Fuerza cortante en X [KN]	SIN	5876	1928	2354	2208	2294	3466	10246	9720
	HDRB	1560	1357	1165	1152	1192	1542	1705	745.6
	LRB	2508	1344	1142	1186	1074	1622	2528	718.6

Se hace evidente que cuando se usa cualquiera de los tres sistemas de aislamiento sísmico, las fuerzas cortantes en dirección longitudinal del puente que actúan en las pilas, que son las más relevantes, se reducen de manera significativa, por ejemplo en la pila 7 de tener una fuerza cortante de 10246 KN para el puente sin aislamiento, se puede llevar hasta un valor de 1705 KN usando un sistema de aislamiento HDRB.

En la Figura 14 se muestran los resultados de las tablas 7 y 8, donde se comparan los desplazamientos y fuerzas cortantes en dirección longitudinal y transversal del puente con y sin aislamiento de base.

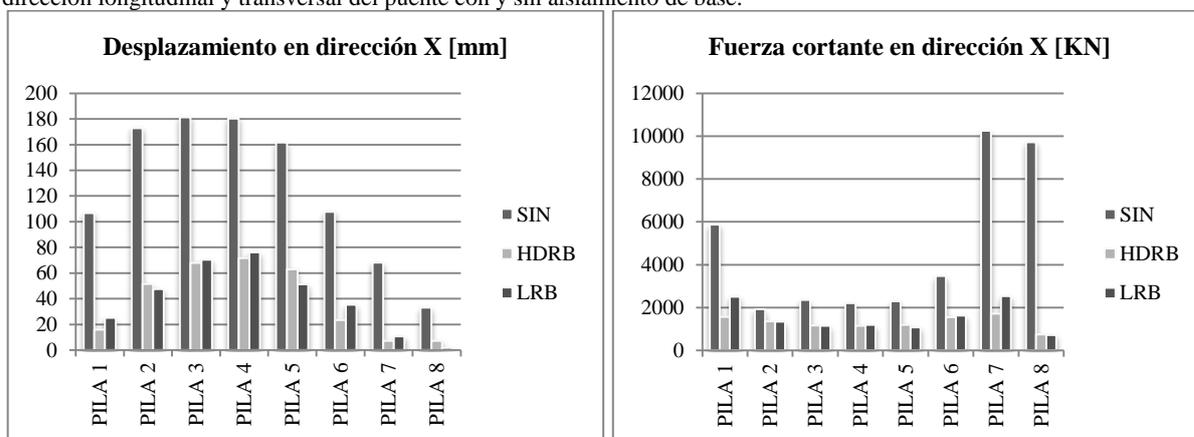


Figura 14: Comparación de desplazamientos y fuerzas cortantes en dirección longitudinal y transversal del puentes con y sin aislamiento de base.

CONCLUSIONES

- ❖ El uso de aisladores modificó la respuesta dinámica del puente en cuanto a los modos de vibración, ya que para el puente sin aislamiento los modos principales son longitudinales, mientras que para el puente con sistemas de aislamiento

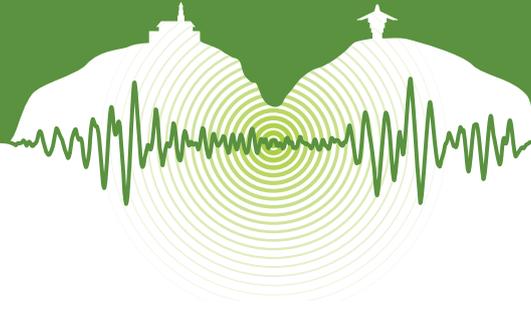


el primer modo está en dirección longitudinal y el segundo modo de vibración está en dirección transversal, y para los modos superiores se repite este comportamiento.

- ❖ En cuanto a los desplazamientos y fuerzas cortantes en el puente sin aisladores son relevantes sólo en la dirección longitudinal de éste; los desplazamientos son máximos en las pilas centrales, que son las más altas, mientras que las fuerzas cortantes son muy altas en las pilas más cortas, y con el uso de sistemas de aislamiento de base, este comportamiento cambia totalmente, primero, las fuerzas cortantes y desplazamientos se hacen relevantes en las dos direcciones, segundo las fuerzas cortantes muy altas ya no se localizan en las pilas cortas, si no que tienden a ser uniformes en todas las pilas para las dos direcciones del puente, y en cuanto a los desplazamientos siguen siendo mayores en las pilas altas, pero son de magnitudes muy parecidas en las dos direcciones en planta.
- ❖ Respecto a los dos sistemas de aislamiento de base usados, el HDRB y el LRB, podemos ver que inducen un comportamiento muy similar en el puente, dando una respuesta parecida en fuerzas cortantes y desplazamientos sobre las pilas.

REFERENCIAS

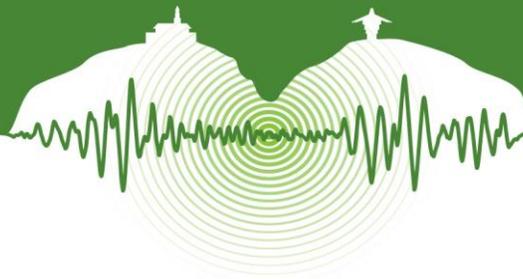
- [1] Jara, D.M. y Casas R.J.R. 2002. Criterios de diseño sísmico de puentes. *Enfoques en la investigación científica: Producción actual en las universidades de Barcelona, Actas del VII SEMINARIO de la APEC*. Barcelona, España 17 de mayo de 2002.
- [2] Ghobarah, A. and Ali, H.M. 1988. Seismic Performance of Highway Bridges. *Engineering Structures*. Vol 10, N° 3, pp. 157-166.
- [3] Turkington, D.H., Carr, A.J., Cooke, N. and Moss, P.J. 1988. Seismic Design of Bridges on Lead-Rubber Bearings. *Journal of Structural Engineering*, ASCE. Vol 115, pp. 3000-3016.
- [4] Hwang, J.S. and Sheng, L.H. 1994. Equivalent Elastic Seismic Analysis of Base-Isolated Bridges with Lead-Rubber Bearings. *Engineering Structures*. Vol 16, N° 3, pp. 201-209.
- [5] Kartoum, A., Constantinou, M.C., and Reinhorn, A.M. 1992. Sliding Isolation Seismic Response of Simply Supported Base-Isolated Bridge with Different Isolators. *Int. J. Appl. Sci. Eng.*, 2006. 4, 1 69 System for Bridges: Analytical Study. *Earthquake Spectra*. Vol 8, N° 3, pp. 345-372.
- [6] Wang, Y.P., Chung, L.L., and Liao, W.H. 1998. Seismic Response Analysis of Bridges Isolated with Friction Pendulum Bearings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol 27, N° 10, pp. 1069-1093.
- [7] Jangid, R.S. 2004. Seismic Response of Isolated Bridges. *Journal of Bridge Engineering*, ASCE. Vol 9, N° 2, pp. 156-166.
- [8] Kunde, M.C. and Jangid, R.S. 2003. Seismic Behavior of Isolated Bridges: A State-of-the-Art Review. *Electronic Journal of Structural Engineering*. Vol 3, pp. 140-170.
- [9] Simo, J.C. and Kelly, J.M. 1984. The Analysis of Multilayer Elastomeric Bearings. *Journal of Applied Mechanics*, ASME. Vol 51, N° 2, pp. 244-250.
- [10] Naeim, F. and Kelly, J.M. 1999. *Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice*. JohnWiley & Sons Inc., New York.
- [11] Skinner, R.I., Kelly, J.M., and Heine, A.J. 1975. Hysteretic Dampers for Earthquake-Resistant Structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol 3, N° 3, pp. 287-296.
- [12] Robinson, W.H. 1982. Lead-Rubber Hysteretic Bearings Suitable for Protecting Structures During Earthquakes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol 10, N° 4, pp. 593-604.
- [13] Zayas, V.A., Low, S.S., and Mahin, S.A. 1990. A simple pendulum technique for achieving seismic isolation. *Earthquake Spectra*. Vol 6, pp. 317-334.
- [14] Federal Emergency Management Agency (FEMA). 1997. *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings and NEHER Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Reports No. FEMA-273 and FEMA 274, Building Seismic Safety Council, Washington, DC.
- [15] Constantinou, M.C., Tsopelas, P., Kasalanati, A., and Wolff, E. 1999. *Property Modification Factors for Seismic Isolation Bearings*, Report No. NCEER-99-0012, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York.
- [16] INGEOMINAS. 2001. *Zonificación Sismogeotécnica indicativa del área metropolitana de Bucaramanga*.
- [17] Ortiz Aponte, R. A. y Gélvez Munevar, J. F. 2008. Espectros Generalizados de Deriva para Bucaramanga Usando un Modelo Continuo. Trabajo de Grado (Ingeniero Civil). Universidad Industrial de Santander. Facultad Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil.



Área temática 4

Vulnerabilidad, reforzamiento y riesgo sísmico de estructuras

Incluye: evaluación de vulnerabilidad sísmica de estructuras usando metodologías no lineales; rehabilitación sísmica de estructuras mediante técnicas o dispositivos modernos; causas del colapso de estructuras por terremotos; evaluación de la vulnerabilidad sísmica de componentes y sistemas; curvas de fragilidad; evaluación del riesgo sísmico de ciudades o regiones incluyendo aspectos sociales y financieros; estrategias para la transferencia, retención y mitigación del riesgo sísmico; estrategias para la recuperación social y económica de zonas afectadas por terremotos; responsabilidad compartida entre arquitectos, urbanistas e ingenieros estructurales en el diseño sismorresistente; compatibilidad entre normas urbanas y normas sísmicas.



Modelación del riesgo en edificaciones por deslizamientos detonados por sismos y lluvia

Risk modeling in buildings by landslides triggered by earthquake and rainfall

Johnny Alexander Vega, Cesar Augusto Hidalgo

Facultad de Ingeniería. Programa de Ingeniería Civil. Universidad de Medellín
Medellín, Colombia

RESUMEN

En este artículo se presenta la modelación del riesgo en edificaciones por deslizamientos detonados por sismos y lluvia en la ciudad de Medellín, empleando un sistema de información geográfica (SIG). Para esto, se implementó un modelo informático que considera las características topográficas, geológicas, geotécnicas e hidrológicas de la zona en estudio para determinar la amenaza de deslizamiento mediante una evaluación de la estabilidad de las laderas utilizando el método pseudoestático de Newmark, incluyendo un enfoque probabilista basado en la técnica del primer orden y segundo momento —*FOSM*—. El abordaje para la evaluación de la vulnerabilidad física de las edificaciones de la zona de estudio se realizó a partir de índices de fragilidad estructural que consideran la definición del nivel de daño de las edificaciones a partir un indicador calculado mediante el uso de árboles de decisión, haciendo uso de los datos del inventario catastral del municipio de Medellín. La rutina calcula la probabilidad de que ocurra un deslizamiento dado que se presente un sismo que produzca una aceleración horizontal del suelo (A_h), considerando la incertidumbre de los parámetros geotécnicos y las condiciones de saturación del suelo por el efecto de la lluvia precedente y antecedente de la zona, y luego multiplica tales probabilidades con los valores de los índices de fragilidad estructural con el objeto de estimar los índices de daño de las edificaciones, los cuales están asociados al riesgo al considerar la variable económica correspondiente al valor de reposición de dichas estructuras a partir de los valores catastrales.

Con el modelo implementado se se pudo comprobar que bajo un escenario supuesto en el cual todas las edificaciones de la zona de estudio cumplan con los requisitos de la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente (*NSR10*), la reducción de los costos suscitados por el efecto de un desastre por deslizamiento ronda el orden del 70% respecto a la condición del escenario estructural real, para la máxima aceleración horizontal del suelo esperada en la ciudad, para un sismo con periodo de retorno de 475 años de acuerdo con el estudio de microzonificación sísmica del año 2002.

Palabras clave: Amenaza, Riesgo, SIG, vulnerabilidad.

ABSTRACT

This article presents a risk modeling in buildings by landslides triggered by earthquakes and rainfall in the city of Medellin using a geographic information system (GIS). For this, a computer model that considers topographic, geological, geotechnical and hydrological characteristics of the study area was implemented to determine landslide hazard by evaluating the stability of slopes using pseudo static Newmark Method, including a probabilistic approach technique based on the first order and second moment - *FOSM*-. The approach for the assessment of physical vulnerability of buildings in the study area was conducted through structural fragility indexes that consider the definition of the level of damage to buildings through event trees using a cadastral inventory data of the municipality of Medellin. The routine calculates the probability of a landslide to occur given that an earthquake produces a horizontal ground acceleration (A_h), considering the uncertainty of the geotechnical parameters and the conditions of soil saturation for the effect of previous rainfall in the area, then multiply such values with the structural fragility indexes values in order to estimate the damage indices of buildings, which are associated with the risk when considering the relevant economic variable to the replacement value of such structures from assessed values.

With the implemented model was found that under an assumed scenario in which all the buildings in the study area meet the requirements of the Colombian Standard for Design and Construction Earthquake Resistant, reducing the costs arising by the effect of a disaster sliding round the order of 70% compared to the condition of the actual structural scenario to the maximum horizontal ground acceleration expected in the city for an earthquake with a return period of 475 years according to the study of seismic microzonation in 2002.

Keywords: GIS, Hazard, Risk, Vulnerability.

javega@udem.edu.co



1 INTRODUCCIÓN

Durante los últimos 40 años en el país, los desastres naturales han ocasionado pérdidas que alcanzan los US\$ 7100 millones, es decir, un promedio de pérdidas anuales de US\$ 177 millones y se han visto afectadas más de 1 millón de viviendas asociadas a la ocurrencia de diferentes fenómenos, el 73% por inundaciones, el 7% por sismos, el 5% por deslizamientos y el 15% por otros fenómenos. Entre 1970 y el 2011 fueron destruidas 190 mil viviendas, de las cuales casi 18 mil (9%) estuvieron asociadas a deslizamientos (Campos et al., 2012).

El Valle de Aburrá (VA) corresponde a una depresión topográfica alargada en zona de montaña, donde se ubica la ciudad de Medellín y sus municipios vecinos, que debido a su relieve, clima, topografía, geología, entre otros, se constituye en una región susceptible para la ocurrencia de procesos geomorfodinámicos, que afectan tanto a la población como a su infraestructura (Vega, 2013). Los movimientos en masa han causado considerables pérdidas económicas y humanas. Debido a la ocupación de las laderas por asentamientos humanos y por obras de infraestructura, en condiciones inadecuadas, los riesgos asociados a los movimientos en masa se han incrementado en los últimos años. Se estima que en el VA el 35% de los daños a edificaciones y 74% de las muertes debidas a fenómenos naturales, están asociadas con movimientos en masa (Aristizábal & Gómez, 2007), mientras que a nivel mundial, a tales movimientos se les atribuye el 0.53% de las muertes debidas a desastres por fenómenos naturales (Chowdhury et al., 2010).

En este trabajo se presenta un abordaje que considera modelos de base física y probabilística para estimar la amenaza por deslizamiento, y un abordaje que considera índices de fragilidad estructural para las edificaciones, calculados mediante el uso de árboles de decisión haciendo uso de los datos del inventario catastral del municipio de Medellín. Los factores considerados como detonantes de los deslizamientos fueron sismos y lluvia mediante una aplicación SIG a escala regional para el VA, tomando como zona piloto para la estimación del riesgo, la comuna nororiental de la ciudad de Medellín, una de las zonas de mayor exposición a desastres en el municipio. En este artículo se presentan la metodología, los materiales usados y los resultados obtenidos.

2 METODOLOGÍA

Se planteó una metodología que permite el cálculo del riesgo definido mediante la ecuación:

$$R = P[T] \times P[C/T] \times u(C) \quad (1)$$

donde R es el riesgo, $P[T]$ es la amenaza entendida como la probabilidad de que ocurra un evento amenazante, $P[C/T]$ es la vulnerabilidad entendida como la probabilidad condicional de que se produzcan daños considerando que ya ocurrió una falla y $u(C)$ es el costo de las consecuencias. Para el caso de los deslizamientos, la $P[T]$ se entenderá como la probabilidad de falla, es decir la probabilidad de que el talud falle, que en este caso corresponde a la probabilidad de falla total (P_{ft}). Aunque la falla se podría dar solo por efecto de la gravedad, lo más común es que la falla sea desencadenada por un agente detonante como los sismos o la lluvia.

Para la evaluación de la amenaza se elaboró un modelo de cálculo, que se muestra gráficamente en la Figura 1, y que permite calcular la probabilidad de falla mediante el índice de confiabilidad (Ecuaciones 2 y 3). Se calcula de dos formas, la primera como la probabilidad de que los valores considerados límites sean excedidos. En el caso del factor de seguridad por deslizamiento (FSD), la probabilidad de falla se determina como la probabilidad de que FSD sea menor que la unidad (Ecuación 2) y la segunda como la probabilidad de que la aceleración generada por un sismo (A_h) supere un parámetro denominado aceleración crítica (A_c), es decir $FSD = P(A_h > A_c)$.

$$\beta = \frac{E[FSD]-1}{\sigma[FSD]} \quad (2)$$

$$\beta_1 = \frac{(A_c - A_h)}{\sigma_{A_c}} \quad (3)$$

Donde $E[FSD]$ es el valor determinista del FSD calculado con los valores medios de las variables independientes y $\sigma[FSD]$ es la desviación estándar de FSD , considerando que el valor crítico de FSD es 1.0 (Christian et al., 1994; Baecher & Christian, 2003). A_c es la aceleración crítica, A_h es la aceleración del sismo de diseño o del sismo más probable en la zona estudiada y σ_{A_c} es la desviación estándar de la aceleración crítica. El índice β está relacionado con la probabilidad de falla, lo que permite una evaluación más consistente de la estabilidad. Es de anotar que las Ecuaciones 2 y 3 sólo son válidas si la Función de Distribución de Probabilidad (FDP) del FSD es normal. Cuando la distribución de probabilidad es diferente a la normal, se deben usar otras formulaciones (Christian et al., 1994; Baecher & Christian, 2003).

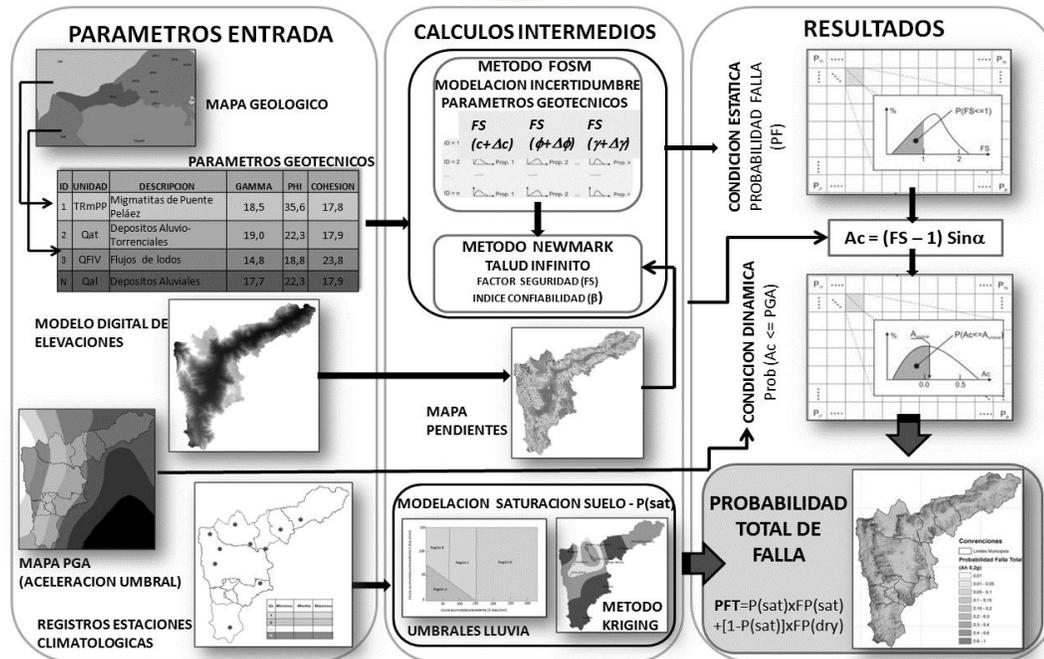
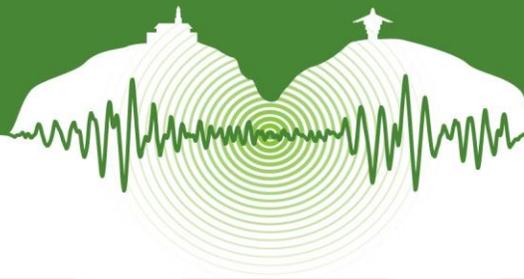


Figura 1: Esquema metodología adoptada para la evaluación de la amenaza.

La aceleración crítica se calcula considerando el efecto de los sismos mediante el método de Newmark (1965) que se basa en un modelo de estabilidad de talud infinito. De acuerdo con este método, para la evaluación de estabilidad por deslizamientos detonados por sismos, se calcula la aceleración necesaria para desencadenar dicho movimiento, denominada aceleración crítica (A_c). Para esto se recurre a métodos pseudoestáticos en los cuales la fuerza debida al sismo se adiciona al modelo como una fracción del peso de la masa que se desliza. A continuación se presentan las expresiones resultantes para el modelo de talud infinito que será usado en este trabajo:

$$A_c = (FSD - 1) \sin \alpha \quad (4)$$

Donde α es el ángulo de inclinación promedio del terreno [°] y FSD se determina con la expresión:

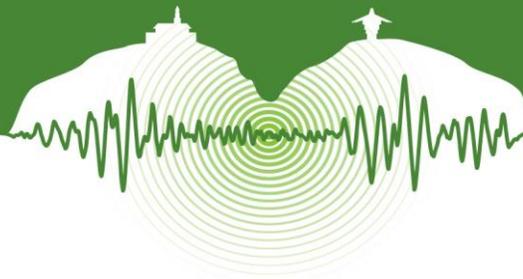
$$FSD = \frac{c}{\gamma H (\sin \alpha + A_h \cos \alpha)} + \frac{(\gamma H - \gamma_w H_w) \cos \alpha \tan \phi}{\gamma H (\sin \alpha + A_h \cos \alpha)} \quad (5)$$

Donde A_h es la aceleración producida por el sismo dada como múltiplo de la aceleración de la gravedad g , H es el espesor de la zona que falla [m], H_w es la altura del agua medida desde la superficie de falla [m], c es la cohesión del suelo [kPa], ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo [°], γ es el peso unitario del suelo [kN/m^3], γ_w es el peso unitario del agua [kN/m^3].

En la región del VA, los deslizamientos se presentan con mayor frecuencia en temporadas lluviosas en las cuales se presenta un incremento de la saturación del suelo con la consecuente disminución de su cohesión y el incremento de la presión de poros. El proceso de disminución en la resistencia al cortante debido a los cambios de contenido de agua es un proceso de alta complejidad que no fue considerado en el desarrollo de este estudio. Por lo tanto, el efecto de la saturación se tuvo en cuenta solamente el incremento de la presión del agua, y para efectos de análisis en este trabajo se consideraron dos situaciones relacionadas con el nivel de agua desde la superficie de agua (H_w), una en la cual el nivel del agua se presenta en la condición más crítica, es decir $H_w=H$, y otra favorable en la cual $H_w=0$.

La eventual condición de saturación del suelo es un fenómeno aleatorio que se debe tener en cuenta en la evaluación de la probabilidad de remoción en masa. En este caso se hizo considerando la probabilidad de que el suelo este saturado o no. De acuerdo con el teorema de probabilidad total, la probabilidad de falla total de un talud está dada por la ecuación:

$$P_{ft} = P_{fs} \times P_s + P_{fns} \times (1 - P_s) \quad (6)$$



Donde P_{ft} es la probabilidad de falla total, P_{fs} es la probabilidad de falla del talud debido a la acción del sismo en condición saturada, P_{fns} es la probabilidad de falla en condición no saturada, P_s es la probabilidad marginal de que el suelo esté saturado y $(1-P_s)$ es la probabilidad marginal de que el suelo no esté saturado.

La probabilidad de falla de los taludes en condición saturada y no saturada se puede calcular independientemente, pero determinar la probabilidad de que el suelo se encuentre saturado es difícil debido a la complejidad del fenómeno de variación de las condiciones de contenido de agua del suelo. Para el caso de los suelos del VA existe poca información que permita determinar la probabilidad de que los suelos estén saturados, sin embargo, en trabajos realizados por varios autores (Moreno et al., 2006; Hidalgo & Vega, 2012) se ha podido establecer que la mayoría de los deslizamientos se producen por la saturación de los suelos debido al efecto de la lluvia acumulada, y que la ocurrencia de movimientos en masa es posible relacionarla con la cantidad de lluvia mediante los llamados umbrales de falla.

En este trabajo se supone que la probabilidad de saturación del suelo está relacionada con la probabilidad de que el umbral de falla sea excedido. Esta consideración parte de aceptar que la condición dada por el umbral de falla representa una situación de saturación propicia para los deslizamientos, con la ya mencionada reducción de la resistencia al cortante de los materiales debido a la disminución de la succión y la generación de presiones de poros (Hidalgo & Vega, 2012; Vega, 2013; Hidalgo, 2013). Después de determinar la probabilidad de que el suelo estuviera saturado según los datos de (10) estaciones pluviográficas (sección 3.1), se desarrolló un proceso geoestadístico para estimar por interpolación la probabilidad de saturación en cada una de las celdas. El método de interpolación usado en este trabajo corresponde al Método de Kriging.

La vulnerabilidad se evaluó a partir de la metodología resumida en la Figura 2, y que considera la definición del nivel de daño de las edificaciones a partir un índice calculado mediante el uso de árboles de decisión, uno por cada tipo de material posible para la estructura principal de las edificaciones, los cuales permiten asignar a cada variable un valor y a todas las combinaciones, para llegar a un valor final que indica cuan frágil o susceptible a daño es cada edificación. Este índice se basa en la calificación de (5) factores o atributos que tienen relación con la fragilidad del sistema estructural de las edificaciones para atender las solicitaciones de un evento sísmico y de un posible deslizamiento, el cual refleja la interacción entre el tipo de estructura y algunas de sus características.

Los cinco (5) atributos mencionados, se obtuvieron de la base de datos de Catastro Municipal, los cuales fueron procesados para obtener un registro por cada vivienda, en función del uso y tipo de vivienda y material más predominante. Los atributos considerados corresponden a: el tipo de sistema estructural, el estado de conservación, el número de niveles de pisos, el tipo de cubierta (techo), y la edad o vetustez de la edificación. Una vez procesada y depurada la base de datos, se obtuvo un único índice que agrupa las condiciones menos favorables de cada atributo, desde el punto de vista de la vulnerabilidad para cada parcela, bajo un escenario en el cual las edificaciones estén directamente asentadas sobre el bloque o masa de suelo deslizante. Para esto se consideró lo siguiente:

- ✓ Atributo “Tipo de estructura” se consideró como menos favorable, aquellos valores correspondientes a estructuras en Madera.
- ✓ Atributo “Estado de conservación” se consideró como menos favorable, una conservación Mala.
- ✓ Atributo “Niveles de piso” se consideró como menos favorable, el valor máximo de niveles que existe en una edificación.
- ✓ Atributo “Tipo de cubierta” se consideró como menos favorable, las cubiertas de Materiales de desecho.
- ✓ Atributo “Edad de la edificación” se consideró como menos favorable, el valor máximo de los años que tenga la edificación.

El indicador de vulnerabilidad física de las edificaciones de la zona de estudio, se calculó mediante el uso de árboles de decisión (Figura 3a), en los cuales el criterio adoptado indica que el valor más bajo (1.0) corresponde a una mejor condición y el valor más alto (5.0) corresponde a una peor condición bajo el escenario más desfavorable.

Para el caso de los sistemas estructurales de ladrillo y concreto con una cubierta de losa de entrepiso en concreto reforzado, se consideró una reducción de (0.5) en el valor del indicador de vulnerabilidad física, puesto que el efecto de diafragma generado por la losa de entrepiso, contribuye a la rigidez de la estructura, reduciendo en cierta medida su fragilidad o susceptibilidad al daño. Esto se consideró para los sistemas estructurales mencionados, dado que son quienes tienen la capacidad de soportar el peso de una cubierta de tal tipo. Hecho esto, el índice fue normalizado (Figura 3b) para obtener



valores en un rango de cero (0.0) a uno (1.0), de manera que pudiera ser compatible con el rango adoptado para la amenaza, en este caso el deslizamiento de masas de tierra, la cual se valora de cero a uno, puesto que corresponde a una probabilidad.

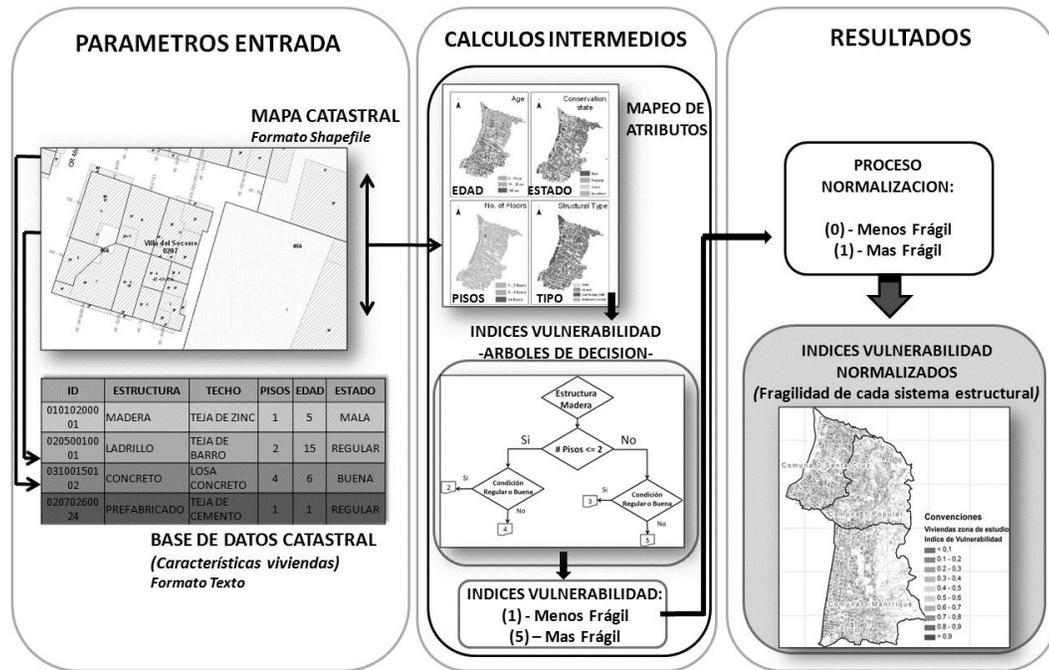


Figura 2: Esquema metodología adoptada para la evaluación de la vulnerabilidad.

El riesgo corresponde al número de pérdidas humanas, heridos, daños a las propiedades y efectos sobre la actividad económica, debido a la ocurrencia de un evento desastrosos que se denomina amenaza, y a su efecto sobre los elementos expuestos según su grado de vulnerabilidad (Vega, 2013). En la Figura 4 se esquematiza la metodología usada para la cuantificación del riesgo y los costos suscitados.

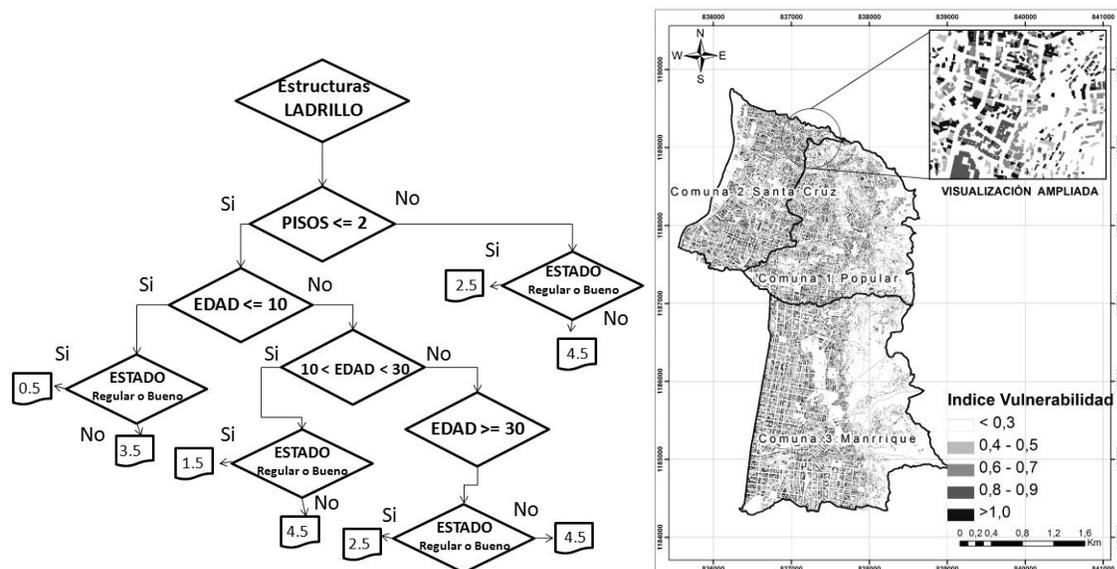
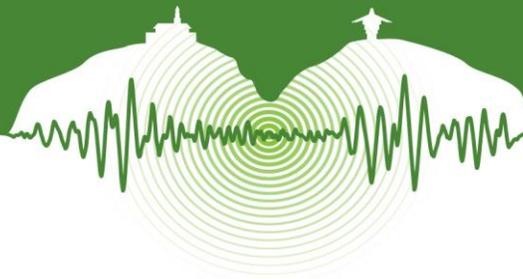


Figura 3: (a) Árbol de decisión para la estimación del índice de vulnerabilidad para viviendas con estructura de ladrillo (con cubierta en losa de concreto). (b) Índice de Vulnerabilidad Normalizado de las viviendas de la zona de estudio.

De acuerdo a lo planteado mediante la ecuación 1, es posible obtener el riesgo asociado a los daños que puede llegar a ocasionar un deslizamiento de masa accionado por un evento sísmico en las viviendas de la zona de estudio. Para ello, fue preciso



determinar los índices de daño, calculados como el producto de la probabilidad de falla total por el índice de vulnerabilidad. Una vez que se han calculado los índices de daño y se consideran los costos suscitados por un eventual desastre a partir de los valores de las viviendas obtenidos de los registros catastrales, se obtuvo el riesgo de las edificaciones por la probabilidad de falla en la zona de estudio.

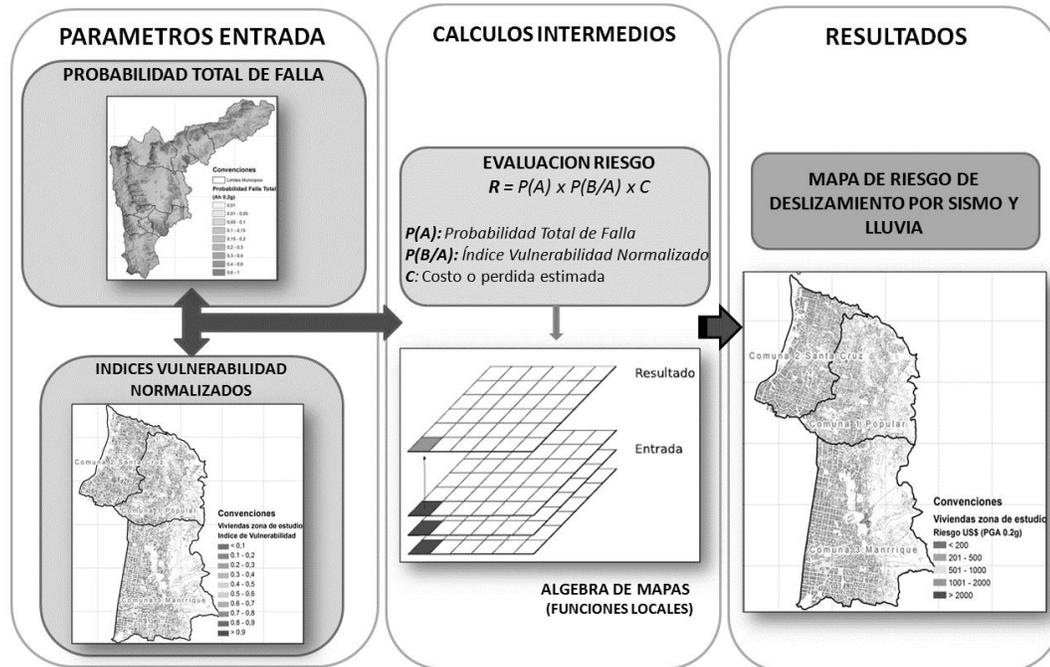


Figura 4: Esquema metodológica adoptada para la evaluación del riesgo.

3 CASO DE ESTUDIO

La metodología se usó para estimar el riesgo por deslizamiento de una zona de la ciudad de Medellín que tradicionalmente ha presentado emergencias por movimientos en masa. En la Figura 5, se muestra la delimitación de la zona de estudio para el desarrollo de esta investigación, cuya localización se encuentra centrada en las coordenadas 6.25° N, 75.6° W.

3.1 Datos de entrada

La información requerida por el modelo implementado bajo ambiente SIG, corresponde a una cuadrícula regular de celdas para cada variable temática. Para este caso se usaron celdas cuadradas de 50m de lado. La información usada en el modelo corresponde a la tratada por Vega (2013) y se describe a continuación:

- Modelo Digital de elevaciones (*DEM*): Se obtuvo el modelo que representa la distribución espacial de las alturas y la topografía de la zona de estudio, el cual originalmente cuenta con un tamaño de celda de 10m (AMVA, 2007), que para este trabajo resulta adecuado dado que la aplicación de un *DEM* de mejor resolución para zonas con falta de datos o alta incertidumbre sobre las propiedades físicas del suelo es ineficiente debido a su baja relación costo-beneficio (Fuchs et al., 2014).
- Datos geológicos y propiedades del suelo: En el VA y los altiplanos circundantes se presenta una variada geología con afloramientos de unidades litológicas que incluyen rocas de diferente edad, origen y composición. En relación con la composición se tienen rocas metamórficas como esquistos, anfibolitas, migmatitas y gneises; rocas ígneas como granodioritas, dunitas, gabros y basaltos; rocas volcano-sedimentarias y los depósitos de origen aluvial y de vertiente, además de los llenos de origen antrópico (AMVA, 2007). Según la información presentada en Vega (2013), Hidalgo (2013) e Hidalgo y Vega (2012), a cada uno de estos suelos se le atribuyeron los parámetros de resistencia y peso unitario.

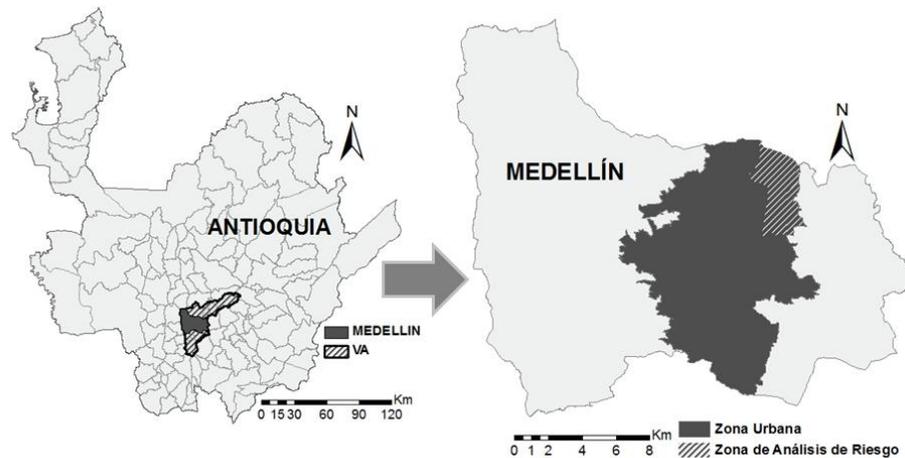
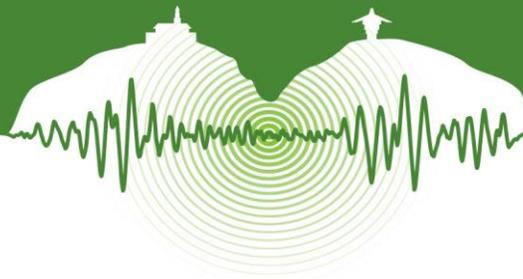


Figura 5: Localización de la zona de estudio.

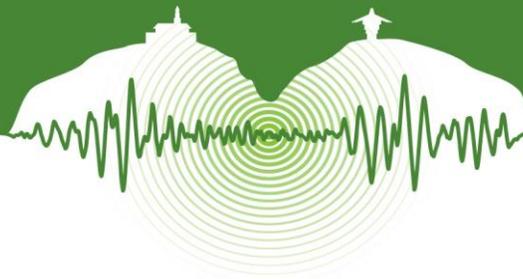
- Datos de sismicidad: Debido a su localización el VA se encuentra en una zona de amenaza sísmica entre media y alta (AIS 2010) y las principales fuentes de amenaza la constituyen los sismos originados en la zona de subducción, en el sistema de falla Cauca-Romeral y otros sistemas menores (AMVA, 2007). Para este caso, se tomó un escenario dado por la distribución de aceleraciones determinada por la microzonificación sísmica del VA (AMVA, 2007) mostrada en la Figura 4, y otro con una aceleración uniforme de 0.2g, establecido por la Norma Colombiana de Construcciones Sismo Resistentes NSR-10 (AIS, 2010) para la ciudad de Medellín. Para la evaluación presentada en este artículo se tomó la aceleración en el suelo dada como el producto de la aceleración en roca, por el coeficiente de importancia, y el factor de aceleración vertical (F_v) asignados para cada pixel de acuerdo con los valores determinados en la NSR-10.
- Datos de precipitación: Hidrológicamente, el VA se caracteriza por un régimen de lluvias que tradicionalmente ha sido bimodal, con dos épocas lluviosas aproximadamente en los meses de marzo-abril-mayo y septiembre-octubre-noviembre. Los mayores valores de precipitación están entre 2800 y 3200 mm/año, y se presentan en la parte norte y sur de la cuenca. Las menores precipitaciones, con valores entre los 1400 mm/año y 1800 mm/año, se dan en la zona central de la cuenca y se extienden hacia la zona occidental (AMVA, 2009). Se utilizaron los datos de precipitación acumulada diaria de 10 estaciones pluviométricas localizadas en el VA con series de registros entre 20 y 50 años empleados en el trabajo de Vega (2013).
- Información catastral de las viviendas: El punto de partida para la estimación del índice de vulnerabilidad de las viviendas consistió en la adquisición de la base de datos cartográfica de todos los predios correspondientes al sector nororiental de la ciudad de Medellín, y a un archivo de texto con la información alfanumérica correspondiente a las características estructurales de cada predio, con lo cual fue posible conformar una única base de datos espacial. Para ello, se hizo uso de la información suministrada por la Subsecretaría de Catastro Municipal, empleando cinco (5) atributos del sistema estructural de las viviendas: La edad o vetustez de la edificación, su estado de conservación, el número de niveles de piso de la edificación, el tipo de sistema estructural y el tipo de cubierta de la vivienda.

3.2 Resultados

La aceleración crítica en cada celda se determinó considerando la superficie de falla a 5m de profundidad y condiciones de agua coincidentes con la superficie de falla ($H_w=0$) y del terreno ($H_w=5m$) respectivamente. La aceleración crítica en condiciones húmedas varía entre 0 y 1,13g y en condiciones saturadas varía entre 0 y 0,84g. Igualmente se usando la Ecuación 3 se calculó el coeficiente β_f para los valores de A_h establecidos en la microzonificación sísmica de la ciudad (AMVA 2007), bajo un escenario de condición húmeda ($H_w=0$) y saturada ($H_w=5m$).

Suponiendo una distribución normal, se calculó la PFT de cada celda (Figura 6a) encontrando una variación entre 0,15 y 1,0 presentándose las mayores probabilidades de falla en áreas caracterizadas por pendientes superiores al 40% (22°) y condiciones hidrológicas desfavorables como las que se presentan en el noroccidente en el corregimiento de Palmitas y en la zona sur oriental. Las áreas localizadas en la zona central del VA que tienen pendientes más suaves, menores al 40% presentan probabilidades de falla entre 0,4 y 0,5 y representan aproximadamente el 86% del área estudiada.

Estas probabilidades de falla están dadas para un sismo con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, lo cual significa que las probabilidades anuales de que se produzca un deslizamiento debido a un sismo varían entre 3×10^{-4} y 2×10^{-3} . De acuerdo



con la distribución que presentan las probabilidades de falla y considerando que la amenaza por deslizamiento puede ser clasificada como muy alta ($PF_{\text{anual}} > 0,2$), Alta (0,02-0,2), media (0,002-0,02), bajo (0,002, 0,0002), muy bajos ($< 0,0002$) (Jaiswal y Van Westen 2009), el VA tiene el 99% de su territorio en condiciones de amenaza por deslizamientos originados por sismos baja a muy baja y un 1% en condiciones medias de amenaza.

Igualmente, usando la Ecuación 2 se calculó el coeficiente β para valores de A_h de 0,2g, bajo un escenario de condición húmeda ($H_w=0$) y saturada ($H_w=5m$). Tomando una distribución normal, se calculó la PFT de cada celda (Figura 6b) encontrando una variación entre 0,1 y 1,0 presentándose una distribución similar a la observada para la A_c con las condiciones más desfavorables en el noroccidente, corregimiento de Palmitas, y en la zona sur oriental del VA, y más estables en las áreas localizadas en la zona central. Los rangos de valores de las probabilidades de falla y su distribución son comparables constituyendo zonas de amenaza similares a las establecidas anteriormente en las que predominan las zonas de baja y muy baja amenaza.

En el escenario considerado con una aceleración sísmica de 0,2g, las máximas probabilidades de ocurrencia de deslizamiento, corresponden a, un 99,96% en una condición de húmeda normal del suelo y al 100%, en una condición de saturación total del suelo. Las áreas que presentan estos valores de probabilidad de falla, corresponden a zonas de los corregimientos de Palmitas, San Cristóbal, Altavista, y Santa Elena, como se indica en los recuadros de la Figura 6.

En cuanto a la vulnerabilidad, en la Figura 4b se presentan los resultados obtenidos para el Índice de Vulnerabilidad, el cual considera el efecto de diafragma que generan las cubiertas de entepiso de concreto, en el comportamiento estructural de las viviendas, tal cual se indicó anteriormente. Se observa que debido a la influencia conjunta de condiciones desfavorables de cada atributo considerado, desde el punto de vista de la fragilidad estructural de las viviendas de la zona de estudio se presentan altos valores de vulnerabilidad en todo el sector nororiental de la ciudad.

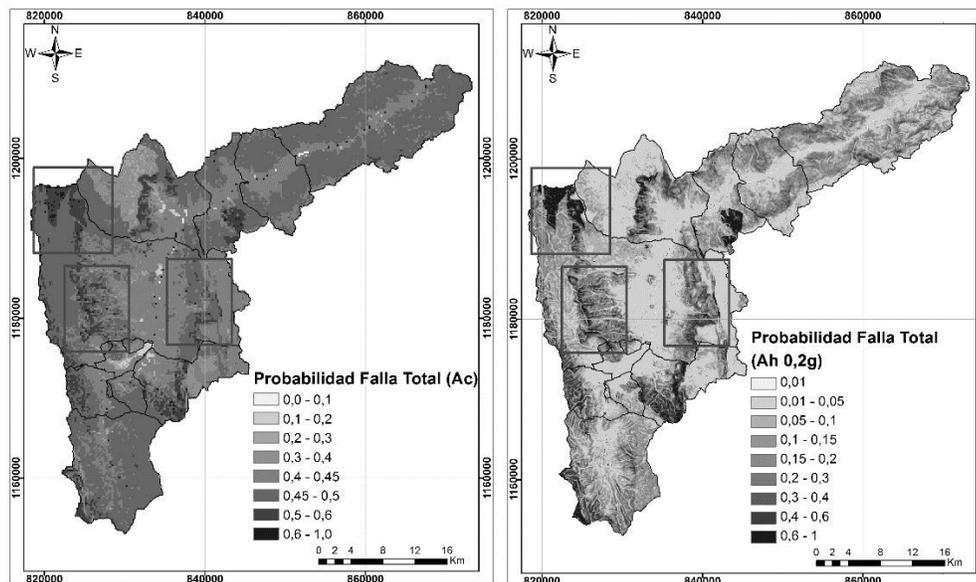
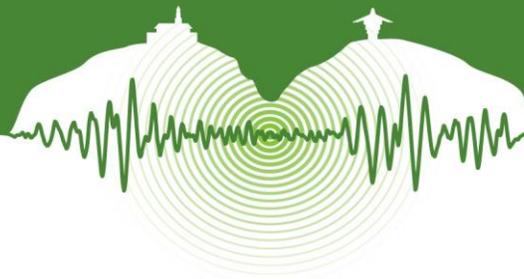


Figura 6: (a) Distribución de la probabilidad de falla total $P(A_h > A_c)$. (b) Distribución de la probabilidad de falla total para $P(FSD < 1,0)$ con $A_h = 0,2g$.

En la Figura 7b se puede apreciar que los valores más altos del índice de riesgo dentro de la zona de estudio se presentan en el costado oriental, que corresponden efectivamente a las zonas de mayores pendientes con valores de vulnerabilidad altos. Así mismo, en el mismo costado se observa correspondencia con los valores obtenidos de índice de daño mostrados en la Figura 7a.

A parte de calcular los parámetros de interés con un valor de PGA de 0,2g, se realizaron varias simulaciones para otros valores de PGA (0, 0,05, 0,1, 0,3, 0,5, 0,7 y 1,0), con el objetivo de modelar el efecto del sismo deflagrador, y analizar la influencia y variabilidad presentada en los costos suscitados por un eventual deslizamiento accionado por dicho sismo. En la Figura 8a se puede apreciar el resultado de las simulaciones mencionadas anteriormente, donde se presentan las curvas de los costos suscitados por la probabilidad de eventos catastróficos en la zona de estudio, la cual considera la pérdida máxima probable para diferentes índices de daño, bajo el escenario estructural real de las edificaciones, al cual se le llamó “Escenario 1”. En dicha gráfica se puede observar la pérdida esperada en millones de dólares, para cada valor de aceleración pico de suelo considerado en el desarrollo del presente trabajo.



Así mismo, fueron evaluados diferentes escenarios estructurales: Un “Escenario 2”, que corresponde a una tipología estructural cuyo material mínimo fuese madera, un “Escenario 3” correspondiente a cualquier tipología estructural con elementos de rigidización, y finalmente, un “Escenario 4”, que corresponde a una tipología estructural de muros portantes con elementos de rigidización, que da cumplimiento a los requisitos mínimos estructurales de la Norma *NSR-10*. En la Figura 8b se observa que una vez superada la aceleración pico de 0,2g, que corresponde a la aceleración esperada para el municipio de Medellín de acuerdo a la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente 2010 (*NSR-10*), las pérdidas se incrementan considerablemente con un comportamiento casi exponencial hasta valores de 1g.

Con el modelo implementado se logró cuantificar el riesgo ocasionado por este tipo de desastre en una zona de la ciudad considerando diferentes valores de A_h , y además, se realizó un análisis de los costos suscitados por los daños en las viviendas del sector de estudio, bajo diferentes escenarios y condiciones estructurales, en los cuales se pudo comprobar que bajo un escenario supuesto en el cual todas las edificaciones de la zona de estudio cumplan con los requisitos de la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente *NSR-10*, la reducción de los costos suscitados por el efecto de un desastre por deslizamiento ronda el orden del 70% respecto a la condición del escenario estructural real, para la máxima aceleración horizontal del suelo esperada en la ciudad, para un sismo con periodo de retorno de 475 años de acuerdo con el estudio de microzonificación sísmica del año 2002.

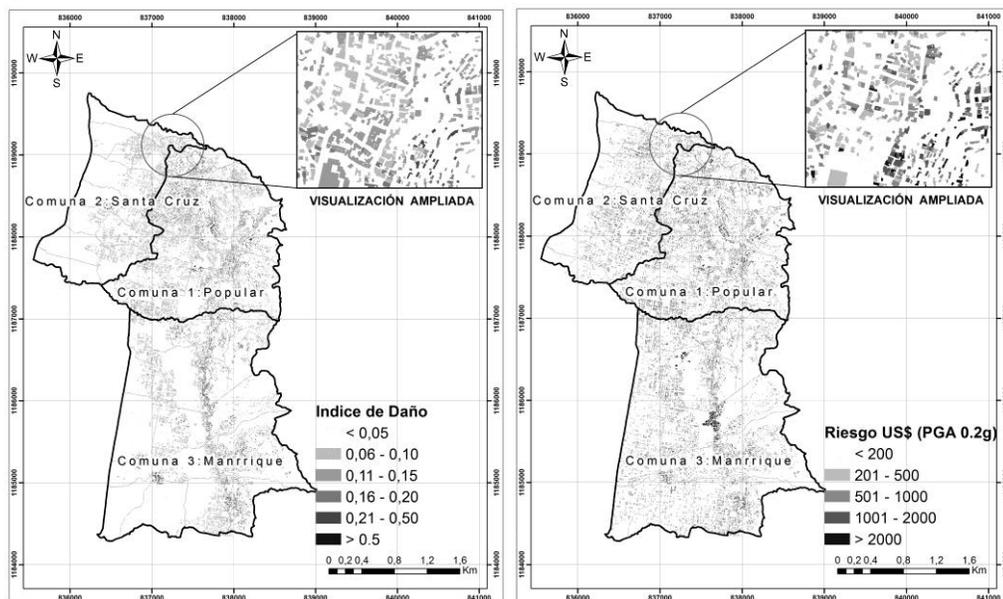


Figura 7: (a) Índice de daño de las edificaciones en la zona de estudio. (b) Riesgo suscitado por la probabilidad de falla de las edificaciones en la zona de estudio dado que se presenta un deslizamiento como consecuencia de un evento sísmico.

4 CONCLUSIONES

El modelo elaborado permite estimar la amenaza y la zona de influencia debido a movimientos en masa detonados por sismos considerando la influencia de las condiciones de saturación debidas a las lluvias, para garantizar la seguridad de las personas e infraestructuras próximas al sitio de análisis.

Con el análisis de costos realizado es posible determinar el monto de la inversión a realizar para disminuir el riesgo de las viviendas expuestas a un evento desastroso a un nivel admisible de seguridad, dado que para un mismo valor de PGA, por ejemplo la máxima esperada para una ciudad en un periodo de retorno determinado, se puede determinar la diferencia en costo entre el escenario estructural real de las viviendas expuestas, respecto a un escenario supuesto que cumpla con la normativa en construcción sismo resistente de cada país.

En trabajos futuros se complementará este trabajo con nuevos análisis que permiten la evaluación de riesgos por deslizamientos y la inclusión de una mayor cantidad de datos de lluvia, la modelación del flujo de agua en el interior de la masa de suelo, y que consideren sismos con periodos de recurrencia diferentes ya que este trabajo se limitó a sismos con periodos de retorno de 475 años.

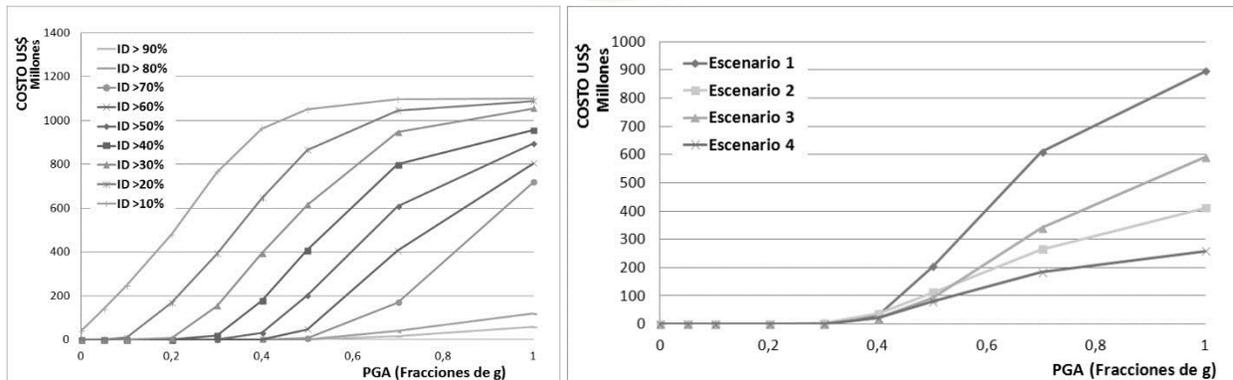
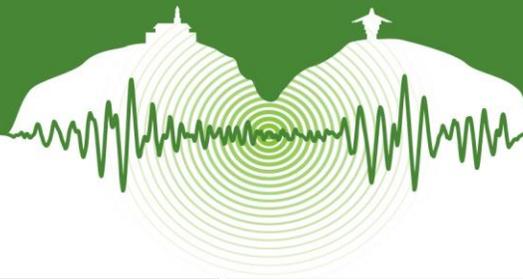


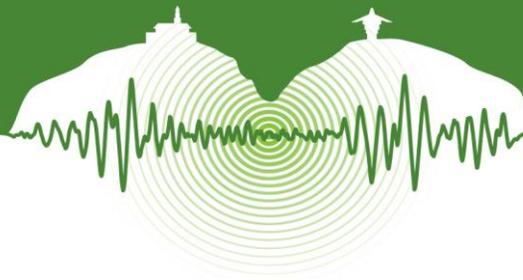
Figura 8: (a) Costos suscitados por la probabilidad de eventos catastróficos. Pérdida máxima probable según el índice de daño (ID). (b) Pérdida máxima probable para un índice de daño mayor a 50% bajo diferentes escenarios estructurales.

AGRADECIMIENTOS

Extendemos nuestros agradecimientos a la Universidad de Medellín y a la Subsecretaría de Catastro por la información aportada.

REFERENCIAS

- Área Metropolitana del Valle de Aburrá. 2007. *Microzonificación y evaluación del Riesgo Sísmico del Valle de Aburrá*. Publicación Institucional, No. 29.
- Área Metropolitana del Valle de Aburrá. 2009. Proyecto en conjunto con los municipios de Medellín y Envigado, Corantioquia y la Universidad Nacional de Colombia. *Amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa, avenidas torrenciales e inundaciones en el Valle de Aburrá*. Formulación de propuestas de gestión. Libro II, Julio de 2009.
- Aristizábal, E. y Gómez, J. 2007. Inventario de emergencias y desastres en el Valle de Aburrá. Originados por fenómenos naturales y antrópicos en el periodo 1880-2007. *Gestión y Ambiente*, Vol 10, N° 2, pp. 17-30.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS). 2010. *Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR-10*. Bogotá – Colombia.
- Baecher, G.B. and Christian, J.T. 2003. *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*. England: John Wiley & Sons.
- Campos, A., Holm-Nielsen, N., Díaz, C., Rubiano, D., Costa, C., Ramirez, F., y Dickson, E. 2012. *Análisis de la gestión del riesgo de desastres en Colombia. Un aporte para la construcción de políticas públicas*. Bogotá: Banco Mundial.
- Chowdhury, R., Flentje, P., and Bhattacharya, G. 2010. *Geotechnical Slope Analysis*. London, England: Taylor & Francis.
- Christian, J.T., Ladd, C.C., and Baecher, G.B. 1994. Reliability Applied to Slope Stability Analysis. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol 120, N° 12, pp 2180-2207.
- Fuchs, M., Torizin, J., and Kühn, F. 2014. The effect of DEM resolution on the computation of the factor of safety using an infinite slope model. *Geomorphology*, Vol 224, pp. 16-26.
- Hidalgo, C.A, Vega, J.A, and Assis, A. 2012. Estimación de amenaza por deslizamiento en proyectos lineales: Carreteras en suelos residuales. *Memorias del IV Simposio Panamericano de deslizamientos IVSPD*. Paipa, Colombia.
- Hidalgo, C.A. 2013. Incertezas, Vulnerabilidade e Avaliação de Risco Devido a Deslizamento em Estradas. *Tesis de Doctorado Departamento de Engenharia Civil y Ambiental, Universidad de Brasilia, Brasilia, Brasil*.
- Jaiswal, P. and Van Westen, C.J. 2009. Rainfall - based temporal probability for landslide initiation along transportation routes in Southern India. *Landslide processes: from geomorphologic mapping to dynamic modelling: proceedings of the landslide processes conference*, Strasbourg, France, 6-7 February 2009, / ed. by J.P. Malet, A. Remaitre and T. Bogaard - Strasbourg : European Centre on Geomorphological Hazards (CERG), pp. 139-143.
- Johari, A. and Javadi, A. 2012. Reliability assessment of infinite slope stability using the jointlydistributed random variables method. *Scientia Iranica*, Vol 19, N° 3, pp. 423-429.
- Moreno, H.A., Vélez, M.A., y Montoya J.D. 2006. La lluvia y los deslizamientos de tierra en Antioquia: Análisis de su ocurrencia en las escalas interanual, intranual, y diaria. *Revista EIA*, N° 5 (Junio), pp. 59-69.
- Newmark, N. 1965. Effects of earthquakes on dams and embankments. *Géotechnique*, Vol 15, N° 2, pp. 139-159.
- Vega, J.A. 2013. Estimación del riesgo por deslizamientos de laderas generados por eventos sísmicos en la ciudad de Medellín usando herramientas de la Geomática. Caso aplicado a edificaciones urbanas. Tesis de Maestría de la Facultad de Ingeniería y Ciencias Astronómicas y Geofísicas de la Universidad Nacional de La Plata - Argentina.



Aseguramiento colectivo voluntario en Manizales: Evaluación del riesgo sísmico con fines de transferencia

Voluntary Collective Insurance in Manizales: Seismic risk assessment for risk transfer

Mabel C. Marulanda Fraume^{1*}, Omar D. Cardona²⁻³, Miguel G. Mora¹⁻³,
Diana M. González³ y Alex H. Barbat¹

¹*CIMNE, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España*

²*Profesor Asociado, Universidad Nacional de Colombia, Manizales, Colombia*

³*Especialista, INGENIAR: Grupo de Consultoría*

RESUMEN

Entender y evaluar el riesgo de desastres debido a eventos naturales como los terremotos genera incentivos en los países para desarrollar opciones de planeación y herramientas para reducir los daños potenciales. El uso de modelos para la evaluación del riesgo sísmico permite obtener resultados como la curva de excedencia de pérdidas, la pérdida anual esperada y la pérdida máxima probable, que son métricas probabilísticas útiles para el análisis del riesgo, para diseñar estrategias de mitigación y reducción del riesgo, estrategias de respuesta a emergencias y financiamiento del riesgo. Este artículo presenta, con base en modelos probabilísticos del riesgo, el diseño e implementación de un instrumento de transferencia del riesgo para cubrir las edificaciones privadas de la ciudad de Manizales, Colombia. Este instrumento colectivo voluntario proporciona protección financiera a los propietarios no exentos del pago del impuesto predial y a los propietarios de bajos recursos a través de una estrategia de subsidio cruzado; además de promover la cultura del riesgo, el seguro colectivo promueve la solidaridad de la comunidad. La administración de Manizales y la industria aseguradora promueven este programa a través de la factura del impuesto predial. Mediante el seguro colectivo el gobierno puede acceder a recursos importantes para la recuperación de las personas de bajos recursos y para mejorar la gestión del riesgo de desastres a nivel local. En el marco de Programa de Gestión Integral del Riesgo de Desastres de Manizales, GIRD-M, desarrollado por la Universidad Nacional de Colombia, sede Manizales y CORPOCALDAS, se llevó a cabo una nueva evaluación del riesgo y un nuevo diseño de este innovador instrumento de protección financiera frente a terremotos.

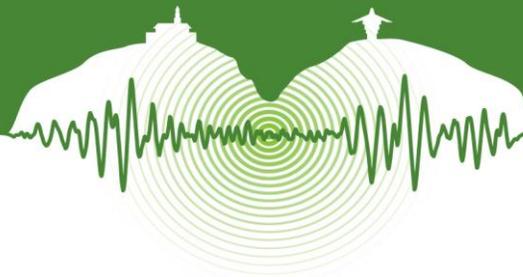
Palabras clave: Riesgo sísmico, seguros, transferencia del riesgo, prima de riesgo, estrategia de subsidio cruzado.

ABSTRACT

Understanding and evaluating disaster risk due to natural hazard events such as earthquakes creates powerful incentives for countries to develop planning options and tools to reduce potential damages. The use of models for earthquake risk evaluation allows obtaining outputs such as the loss exceedance curve, the expected annual loss and the probable maximum loss, which are probabilistic metrics useful for risk analyses, for designing strategies for risk reduction and mitigation, for emergency response strategies and for risk financing. This article presents, based on probabilistic risk models, the design and implementation of a risk transfer instrument to cover the private buildings of the city of Manizales, Colombia. This voluntary collective instrument provides financial protection to both, the estate-tax payers and the low-income homeowners through a cross subsidy strategy; besides, it promotes not only the insurance culture but also the solidarity of the community. The city administration and the insurance industry are promoting this program using the mechanism of the property-tax payment. This collective insurance helps the government to access key resources for low-income householders recovery and improve disaster risk management at local level. In the framework of the Manizales' Integrated Disaster Risk Management Program, GIRD-M, developed by the National University of Colombia at Manizales and COPOCALDAS, new seismic risk assessment and new design of the innovative financial protection instrument to cope with earthquakes have been done.

Keywords: Seismic risk, insurance, risk transfer, risk premium, cross-subsidy strategy.

*
mmarulan@cimne.upc.edu



1 INTRODUCCIÓN

La identificación de las condiciones de riesgo al igual que las medidas de reducción de riesgo de desastres y la implementación de acciones de desarrollo son elementos claves para buscar un equilibrio entre los factores económicos, sociales y ambientales para lograr un desarrollo sostenible. El proceso de desarrollo debe involucrar una serie de acciones a largo plazo para lograr los objetivos propuestos. Sin embargo, la creación de una cultura de prevención no es una tarea fácil dado que los costos para la prevención o mitigación del riesgo deben ser pagados en el presente y sus beneficios se podrán obtener en un futuro lejano pero de manera intangible, pues, los beneficios son el “desastre que no ocurrió” como lo señalaba Kofi Annan, Secretario General de las Naciones Unidas, en 1999. Sumado a lo anterior, usualmente, previo a una catástrofe, los individuos subestiman la posibilidad de un desastre; las personas expuestas a la posibilidad de una pérdida catastrófica tienden a ignorar el evento hasta que este ocurre (Marulanda et al., 2008a). Por esta razón, la incorporación formalmente del riesgo de desastre en los procesos de planificación ha sido hasta ahora muy tímida y en la mayoría de los países en desarrollo se incluyen procesos principalmente para la preparación y atención de emergencias.

Desde el punto de vista financiero, si no se valora los pasivos contingentes que implica un futuro desastre catastrófico se limita la capacidad para considerar y evaluar alternativas *ex ante* necesarias para reducir o financiar las pérdidas (Marulanda et al., 2008a, 2010a, 2013; Cardona, 2009). Por lo tanto, es esencial estimar los costos no sólo de la respuesta a emergencias sino de la recuperación y reconstrucción (Pollner, 2001; Andersen, 2002). La protección financiera debe ser una política permanente que puede ser más amplia de acuerdo con la conciencia que exista del riesgo, la cultura de la seguridad y la prosperidad económica. Sin embargo, cabe anotar que el aseguramiento, y en general, las estrategias de financiación del riesgo no son una medida de mitigación, estrictamente hablando, porque no reducen el daño pues su objetivo es cubrir las pérdidas una vez el daño se ha materializado (Cardona et al., 2008b), pero la experiencia mundial ha demostrado que estas tienen dos grandes ventajas: estimulan la prevención y garantizan la financiación y eficiencia en las actividades de reconstrucción posdesastre.

Ahora bien, Manizales, es una ciudad propensa a varios tipos de amenazas tales como sismos, deslizamientos, erupciones volcánicas, entre otras. Adicionalmente su crecimiento y la expansión urbana hacia zonas propensas han exacerbado su susceptibilidad a los diferentes tipos de amenazas naturales, socio-naturales y antrópicas. Al mismo tiempo, la persistencia de estos impactos negativos ha llevado a la ciudad a crear una cultura del riesgo que se ha visto reflejada en las diversas acciones y políticas de gestión del riesgo implementadas como resultado de la voluntad y compromiso político y técnico de diferentes entidades e instituciones de la ciudad. Ahora bien, para maximizar la efectividad y el desempeño en consolidar las buenas prácticas alcanzadas hasta el momento en la materia y con el fin de cubrir las posibles pérdidas futuras de la población, así como promover e incentivar la prevención y mitigación del riesgo la administración municipal, en conjunto con la academia y el sector privado, han diseñado e implementado un seguro colectivo voluntario para proteger las edificaciones tanto del sector privado de la ciudad. Este seguro consiste en el pago de una prima de riesgo cuya cuantía es proporcional al valor catastral de cada edificación que se recauda a través del pago del impuesto predial, cada dos meses o el total del año (descuento por pago anticipado). El pago de este seguro es voluntario dado que es posible hacerlo o no con el pago del impuesto predial (Marulanda, 2009; 2013).

Este instrumento de protección financiera se perfeccionó con base en los estudios técnicos y científicos de amenaza y riesgo sísmico que la Unidad de Gestión del Riesgo, UGR, (antes Oficina Municipal de Prevención y Atención de Desastres) ha promovido desde años atrás. El esquema o mecanismo de transferencia de riesgo de desastres ha sido el resultado del desarrollo de una serie de evaluaciones usando un modelo avanzado de riesgo catastrófico y su más reciente actualización y rediseño se ha hecho en el marco del Proyecto de Gestión Integral del Riesgo de Desastres de Manizales (GIRD-M), realizado por la Universidad Nacional de Colombia, sede Manizales, en convenio con CORPOCALDAS, utilizando la sobretasa ambiental aprobada para el conocimiento del riesgo por el Concejo Municipal en 2009.

2 MODELO DE RIESGO CATASTRÓFICO

La estimación del riesgo se debe llevar a cabo utilizando modelos probabilistas que permitan emplear la información disponible para predecir posibles escenarios catastróficos en los cuales se considere la alta incertidumbre involucrada en el análisis. Para medir la frecuencia y la severidad de las pérdidas potenciales se utilizan métodos científicos robustos que tienen en cuenta la probabilidad de ocurrencia de eventos extremos; por ejemplo sismos, huracanes, inundaciones u otros vientos de baja probabilidad y altas posibles consecuencias. Estos modelos contienen las relaciones entre intensidad del fenómeno y los daños de los activos expuestos, también conocidas como curvas o funciones de vulnerabilidad. A partir de estas relaciones se determina el monto de los daños que podría sufrir un portafolio de elementos expuestos si un evento, en el sitio de su ubicación, produjera una intensidad dada (Woo, 1999). Los modelos de riesgo sísmico probabilista están basados en una secuencia de módulos: evaluación de la amenaza sísmica, caracterización de la exposición, definición y asocio de la vulnerabilidad, estimación del daño y las pérdidas y transferencia y retención del riesgo (Woo, 1999; Grossi & Kunreuther, 2005; Cardona et al., 2008a/b/c/d). La Figura 1 ilustra esquemáticamente los componentes para la evaluación del riesgo y diseñar las alternativas de gestión y protección financiera.

En el caso de Manizales para la modelación del riesgo sísmico se han utilizado el sistema RN-COL, diseñado a finales de los años 90 y utilizado durante la década del 2000, y el Sistema R, el cual se utilizó en la más reciente evaluación realizada en el 2014 (Marulanda, 2014). El Sistema R, es una versión avanzada del RN-COL. Ambos han sido desarrollados como resultado de la colaboración de expertos de México y Colombia en la modelación del riesgo catastrófico, con la orientación de Mario Ordaz de la UNAM y especialistas de las firmas Evaluación de Riesgos Naturales, ERN, de México, ITEC e INGENIAR de Colombia.

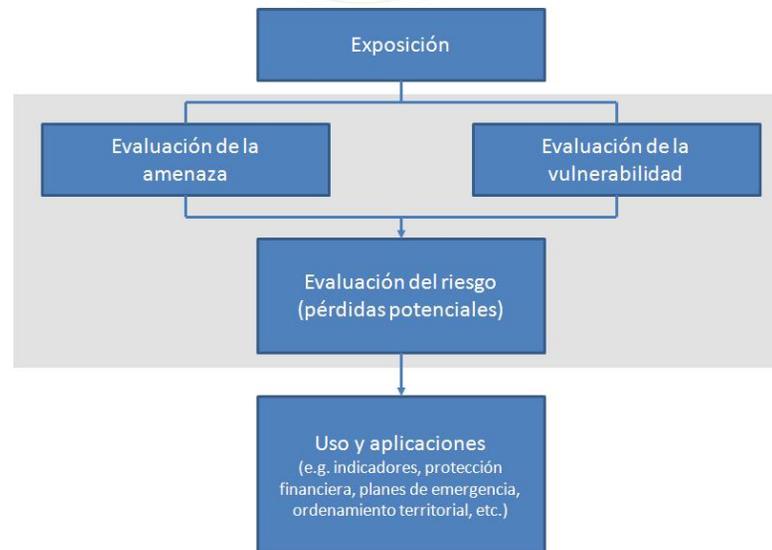
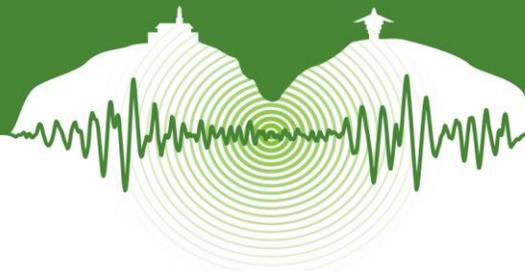


Figura 1: Modelo probabilista de evaluación de riesgo catastrófico. Tomado de Marulanda (2013).

3 ESTIMACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA

En Manizales, por tratarse de suelos de origen volcánico, la microzonificación sísmica es bastante particular. Las características dinámicas no lineares de sus suelos se han obtenido mediante pruebas *in situ*² y de comportamiento dinámico en el laboratorio³. Posteriormente se han obtenido los espectros de respuesta (aceleración, velocidad y desplazamiento) para cualquier sitio de la ciudad con fines de diseño sismorresistente. Esta información, a nivel de cada predio se puede obtener mediante el sistema de Información Sísmica para Manizales (ITEC, 2004) y su versión más reciente que incluye otras amenazas. Además, la ciudad cuenta con una red de acelerómetros que no sólo ha servido para mejorar y actualizar los modelos analíticos utilizados sino para el funcionamiento del Laboratorio de Instrumentación Sísmica Automática (LISA)⁴, que permite la evaluación inmediata y en línea de los posibles daños que se pueden presentar en la ciudad en caso de un terremoto fuerte. Ahora bien, recientemente en Manizales se ha llevado a cabo la actualización de la microzonificación sísmica en el marco del proyecto GIRD-M, con innovaciones notables (véase Bernal et al., 2015, en las memorias de este congreso), se ha ampliado la red de acelerógrafos y se ha instalado un *bore hole* en profundidad, no sólo con el objetivo de armonizar la microzonificación para las NSR-10, sino para ampliar el conocimiento sísmico y actualizar los estudios de riesgo de edificaciones (edificio por edificio) y de las líneas vitales (acueducto y alcantarillado).

4 EXPOSICIÓN

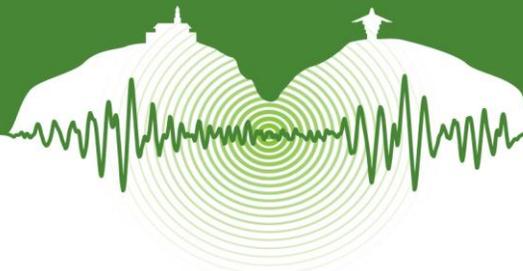
La primera base de datos de exposición de las edificaciones privadas de Manizales⁵ para el cálculo del riesgo sísmico se constituyó con variables representativas como: valor asegurado, estrato socio-económico, fecha de construcción, número de pisos, sistema estructural y localización. Para el análisis, a mediados de la década del 2000, se obtuvieron 85.816 inmuebles válidos (para el propósito del proyecto), de los cuales 15.741 pertenecían a predios exentos del impuesto predial (que corresponden en general a los estratos socioeconómicos 1 y 2) y 70.345 correspondían a predios no exentos del impuesto (estratos socioeconómicos del 3 al 6). Con base en estas clasificaciones se construyeron tres portafolios para el análisis: 1) Inmuebles no exentos del pago del impuesto predial (avalúo superior a 25 SMMLV, equivalentes a Col\$ 8.950.000 en la fecha del estudio), 2) Inmuebles exentos del impuesto predial (avalúo menor o igual a 25 SMMLV) y 3) portafolio total que incluye los dos anteriores para hacer una evaluación del

² Cono sísmico, presiómetro cíclico, velocidad de onda de cortante *down hole*

³ Triaxial cíclico, columna resonante, velocidad de onda de cortante

⁴ La primera estación se instaló a mediados de la década del 2000 en el marco de un convenio entre la UNC, sede Manizales, y la UNAM de México

⁵ Información proporcionada por la administración municipal a través de la Unidad de Gestión del Riesgo, UGR, (antes Oficina Municipal de Prevención y Atención de Desastres, OMPAD). Se incluyeron parámetros adicionales mediante el levantamiento de información a partir de fotografías aéreas, visitas de campo y mapas. Adicionalmente, se utilizó un algoritmo de optimización para deducir el sistema estructural. En los casos donde no existía información o no fuese posible inferirla con base en la información existente se establecieron parámetros por defecto (Marulanda, 2009; 2013).



riesgo con la totalidad de las edificaciones. La Tabla 1 presenta el número de registros y el valor asegurado en millones de pesos (MDP) correspondiente a cada portafolio de análisis en la primera evaluación realizada (Marulanda 2009; 2013).

Tabla 1: Características principales de los portafolios de análisis de la primera evaluación de inmuebles privados

Portafolio	Descripción	Nº registros	% registros	Valor asegurado (MDP)	% valor asegurado
1	Exentos	15.342	18	78.590	3
2	No exentos	70.474	82	3.046.606	97
3	Total	85.816	100	3.125.196	100

Las características urbanas y la dinámica de la ciudad de Manizales han estado aumentando la exposición de la ciudad frente a la amenaza sísmica. La ciudad ha crecido en un área con una topografía abrupta, con particularidades geológicas especiales y con problemas de planificación urbana que han permitido la construcción en áreas peligrosas. A principios del siglo XIX el tipo de construcción más común era el bahareque, sin embargo después de los dos incendios masivos ocurridos en 1923 y 1925 en la ciudad, la población comenzó a usar otros tipos de materiales, más resistentes al fuego. Por lo tanto, abandonaron la cultura de la madera o la tecnología de bahareque para adoptar paulatinamente construcciones de mampostería y concreto reforzado. Estas estructuras más rígidas, y no necesariamente más resistentes a los sismos, el incremento de la población y el rápido crecimiento urbano llevaron a una ciudad más vulnerable a mediados del siglo XX. Sin embargo, después del terremoto de 1979, que generó importantes pérdidas en la ciudad, se expidió, en 1981, el primer código de construcciones sismorresistentes en la ciudad, que de paso fue el primero del país. Ahora bien, a partir de 1984 el país empezó a contar con un código de construcción a nivel nacional, permitiendo una mejor calidad en el diseño y construcción. Este hecho se ha visto reflejado en Manizales en la disminución de la vulnerabilidad de los elementos expuestos. La Figura 2 presenta la distribución de los principales tipos estructurales de la ciudad.

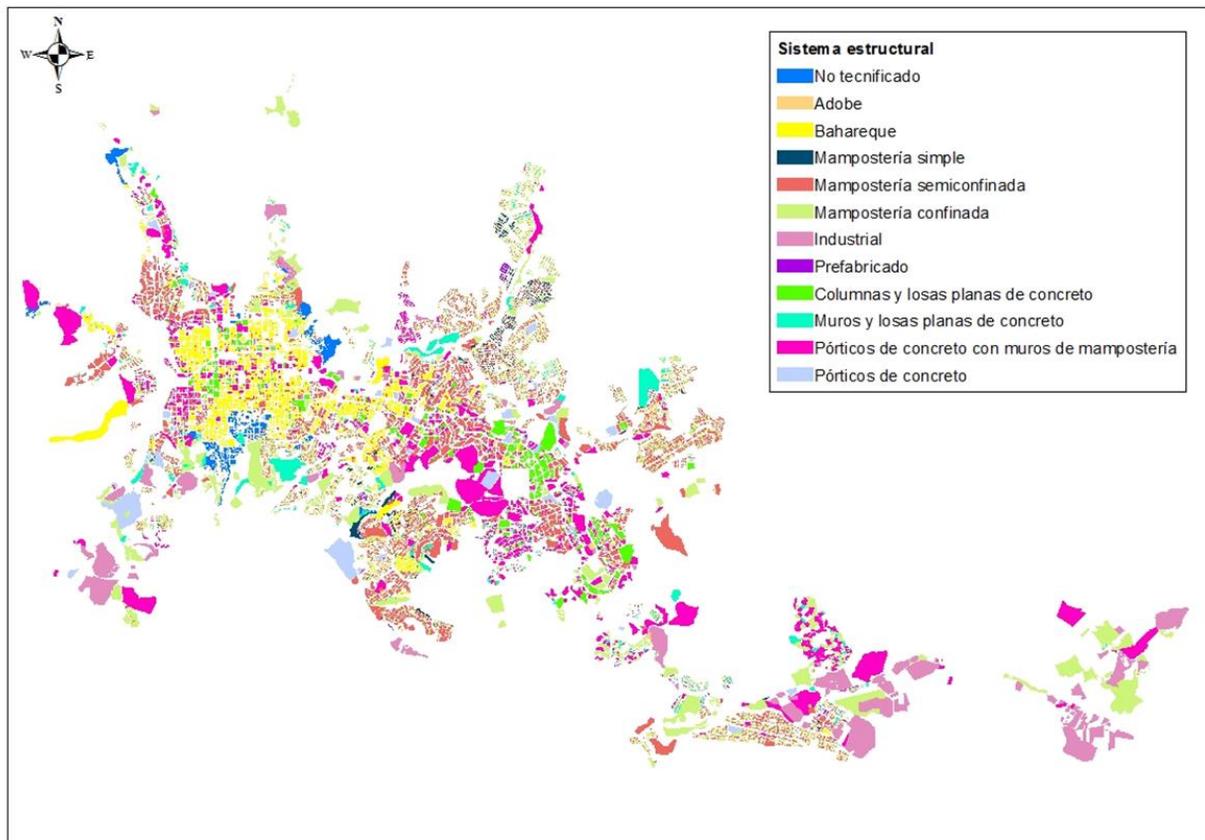
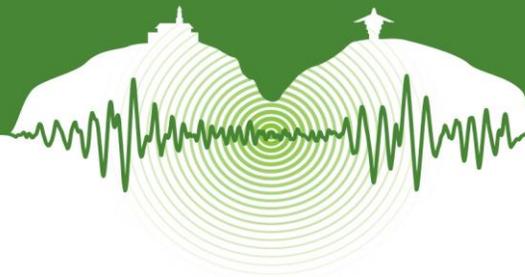


Figura 2: Distribución de los principales sistemas estructurales de Manizales. Tomado de González (2014).



5 VULNERABILIDAD DE EDIFICIOS

Para la primera modelación del riesgo se utilizó el Sistema RN-COL. En este sistema se definieron curvas de vulnerabilidad que utilizan la distorsión de piso o la deriva de la edificación y la aceleración máxima como parámetros claves para calificar el nivel de daño esperado ante la acción sísmica correspondiente. Aunque se podía utilizar un número mayor curvas de vulnerabilidad, se utilizaron 20 tipos de construcciones como se muestra en la Figuras 3 para caracterizar los tipos estructurales existentes en la ciudad (Cardona et al., 2008a/b/c/d). Estas curvas son el resultado de estudios analíticos detallados realizados en los últimos 20 años.

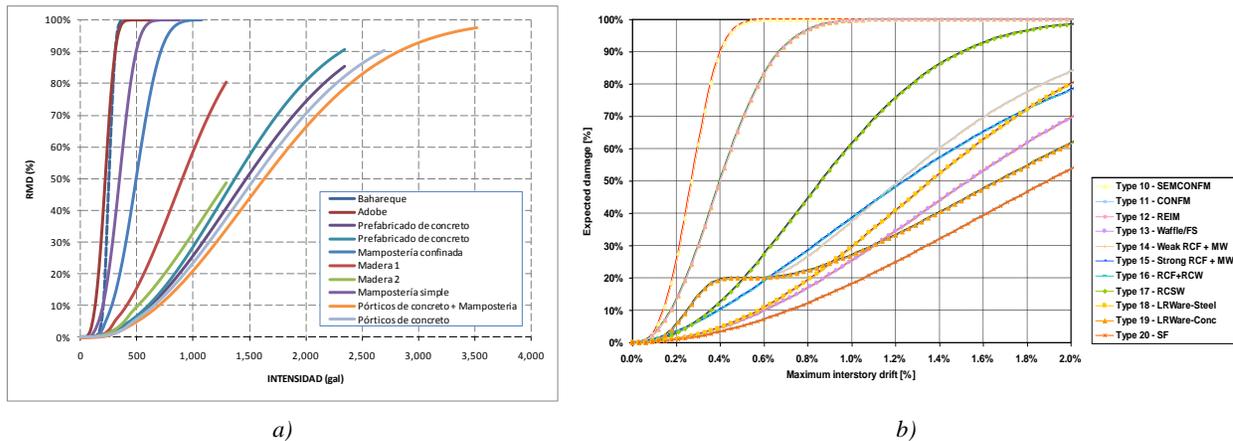


Figura 5: a) Curvas de vulnerabilidad basadas en la aceleración máxima. b) Curvas de vulnerabilidad basadas en la deriva.

6 EVALUACIÓN DE DAÑOS Y PÉRDIDAS

Para calcular las pérdidas asociadas a un evento determinado, bien sea con el Sistema RN-COL o el Sistema R, la relación media de daño se utiliza para obtener con las funciones de vulnerabilidad la pérdida económica, multiplicando dicha relación por el valor de reposición del elemento expuesto. Esta operación se repite para cada uno de los activos o elementos en el inventario de activos expuestos para cada uno de los eventos analizados. Durante este proceso de evaluación para los eventos factibles y el grado de vulnerabilidad de cada componente del portafolio las pérdidas se van agregando siguiendo una aritmética apropiada para el tratamiento de las funciones de densidad de probabilidad asociadas a los eventos y la vulnerabilidad, lo que permite desarrollar la curva de probabilidad de excedencia de pérdidas respectivas. Las principales medidas o métricas del riesgo en términos económicos se describen a continuación, partiendo de la base fundamental que es la curva de excedencia de pérdidas:

*Curva de Excedencia de Pérdidas*⁶: La CEP representa la frecuencia anual con que determinada pérdida económica será excedida. Se puede calcular a partir del mayor evento probable en un año o de manera uniforme para todos los eventos posibles, en función de su período de retorno.

Pérdida Anual Esperada: La PAE se calcula como la suma del producto entre las pérdidas esperadas para determinado evento y la frecuencia de ocurrencia de dicho evento en un período de un año y para todos los eventos estocásticos considerados.

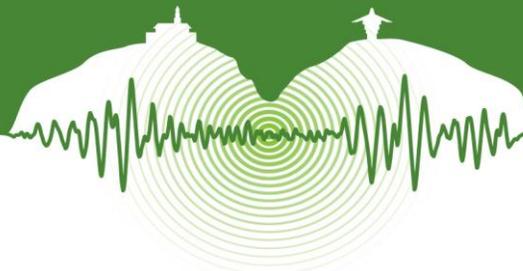
Prima Pura de Riesgo: La PPR corresponde al valor de la PAE dividido por el valor de reposición del activo. Indica el costo que debe ser pagado anualmente para cubrir las pérdidas esperadas en el futuro. A la Prima Técnica se deben sumar los costos de operación, adquisición y utilidad, entre otros.

Pérdida Máxima Probable (Probable Maximum Loss): La PMP (o PML en inglés) representa un valor de pérdida para un nivel de excedencia determinada. Dependiendo de la capacidad de un país, región o entidad para la gestión del riesgo, se puede optar por intervenir las pérdidas potenciales hasta determinado período de retorno que se considere apropiado.

7 IMPLEMENTACIÓN DE LA INICIATIVA DE TRANSFERENCIA DEL RIESGO

Los desastres extremos están caracterizados por la ocurrencia de fenómenos de baja frecuencia/alta severidad, además, por la dificultad de predecir el momento y lugar de su ocurrencia. Todos los costos de prevención que aumentan desproporcionadamente con la severidad de las consecuencias y las pérdidas generadas por estos eventos pueden causar problemas de solvencia e inseguridad.

⁶ La CEP es la medida más importante y robusta del riesgo, dado que brinda la información básica para la planeación y destinación de recursos necesarios con el fin de cumplir con objetivos de gestión particulares.



ridad económica. De este modo, se deben diseñar, analizar y establecer estructuras combinadas de diversos instrumentos y opciones financieros adecuados que cubren varias capas del riesgo de acuerdo a los beneficios y costos que permiten al gobierno enfrentar las consecuencias de un evento extremo sin comprometer la estabilidad financiera y fiscal y minimizando las pérdidas sociales (Pollner, 2001; Cummins & Mahul, 2008; Marulanda et al., 2008a, 2013; Cardona, 2009). Las distintas capas de la estructura de retención y transferencia se establecen dependiendo de la capacidad de solvencia de cada uno de los agentes participantes y de la conveniencia en términos de beneficios y costos de cada una de las distintas fuentes de financiamiento disponibles dado que no es óptimo financiar la totalidad de los recursos a partir de una sola fuente de financiación y que en ciertos intervalos hay otras fuentes de financiación o transferencia del riesgo que pueden resultar menos costosas (Ordaz & Santa Cruz, 2003; Grossi & Kunreuther, 2006; Cardona et al., 2008b; Banks, 2004).

En Manizales se propuso la estructura de capas debido a que se deseaba explorar la manera de lograr el mayor cubrimiento de aseguramiento de edificios privados incluyendo a los estratos socio-económicos de menores ingresos. Con base en los estudios de riesgo realizados para los parámetros escogidos y para diferentes deducibles y, después de un análisis de las alternativas propuestas se determinó que lo más apropiado y factible para la Secretaría de Hacienda, la Secretaría Jurídica y la UGR de Manizales, sería definir una estructura de retención y transferencia del riesgo teniendo en cuenta los portafolios de predios exentos y no exentos de manera independiente con un 3% de deducible del valor asegurable que sería su valor catastral registrado por la administración municipal. De la misma manera se evaluó el portafolio de inmuebles públicos para establecer una estrategia de protección financiera para los mismos. La Tabla 2 presentan los primeros resultados de riesgo para los portafolios de inmuebles privados.

Tabla 2: Resultados del primer análisis de riesgo sísmico para los inmuebles privados con el 3% de deducible

RESULTADOD DE RIESGO						
ASPECTO	Inmuebles privados					
	Exentos		No exentos		Total	
Número de inmuebles	15.342		70.474		85.816	
Valor asegurado. valor catastral (MDP)	78.590		3.036.460		3.115.050	
Pérdida Anual Esperada (MDP) y Prima Pura Promedio (%)	MDP	% catastral	MDP	% catastral	MDP	% catastral
	56	0,741	5.736	1,963	5.792	1,982
Periodos de retorno	MDP	% catastral	MDP	% catastral	MDP	% catastral
PML						
100 años	1.394	1,42	115.079	3,03	116.445	2,99
500 años	5.388	5,48	320.464	8,43	325.644	8,35
1000 años	7.421	7,55	441.982	11,59	449.192	11,49
1500 años	8.936	9,09	523.991	13,72	532.788	13,60

El valor promedio de prima pura para todos los inmuebles de Manizales, con un deducible de 3% fue de 1,982%, lo que equivale a 5.792 millones de pesos. Teniendo en cuenta que la prima de seguros incluye otros gastos (costo del reaseguro, gastos administrativos, utilidad de la compañía, etc.) el valor de la prima pura para el total de los inmuebles de la ciudad es una cifra de especial interés para el sector de seguros. Este valor sólo se lograría si todos los propietarios voluntariamente pagaran la prima correspondiente o si se cobrara el seguro en forma obligatoria. En caso de que no se incluyeran los predios exentos (i.e. los de más bajos recursos), la prima sería de 1,963%, que equivale a una cifra similar de 5.736 millones de pesos. Claramente, la prima de los predios exentos, que corresponde al 0,741%, es una cifra muy modesta, equivalente a 56 millones, que corresponde al 0,97% del valor de la prima total de la ciudad. Esta circunstancia se consideró relevante para explorar la manera como el municipio podría proteger este segmento de bajos ingresos que no podría pagar el seguro y estimular el aseguramiento general de los inmuebles privados de la ciudad. De esta manera si los no exentos del impuesto predial pagan, además de su seguro, el de los exentos habría, algo así como, un subsidio cruzado o compensación y estarían cubiertos también los estratos más pobres de la ciudad.

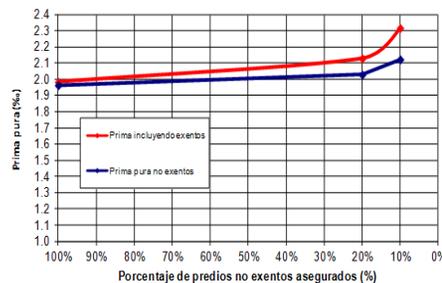
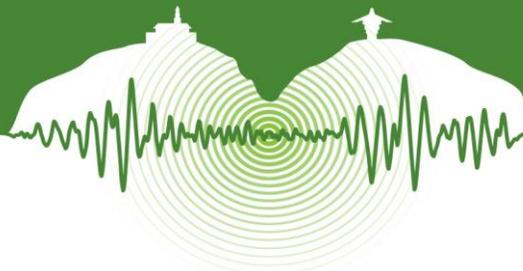


Figura 4: Prima pura promedio de la cartera de predios no exentos para diferentes porcentajes de predios asegurados.



En síntesis, para cubrir los edificios exentos los propietarios no exentos del impuesto predial tendrían que cubrir (subsidiar) el total de las primas de los exentos (56 MDP). Así surgió la propuesta de aumentar en 56 millones el valor de la prima total para el portafolio de edificios no exentos, independiente del número de personas que voluntariamente subsidiaran el seguro (Marulanda 2009; 2013). En el caso de que todos los propietarios no exentos del pago del predial participen en el aseguramiento, la prima pura sería de 1,96%. Sin embargo, esto no es posible porque algunas personas ya cuentan con un seguro (póliza hipotecaria, por ejemplo) con otras compañías de seguros, o algunos no están dispuestos a tomar el seguro. La Figura 4 ilustra el comportamiento de la prima pura promedio de los no exentos dependiendo del porcentaje de predios que participa en el seguro voluntario y la forma como la prima aumenta si se cubren los propietarios exentos de la ciudad (Marulanda, 2009; 2103).

En relación a la prima pura de los no exentos y la prima incluyendo a los exentos, se observa que si existe una participación del 10% de los predios de no exentos, el valor del subsidio cruzado pasaría de ser del orden de 2.1‰ al 2.3‰. En el caso de que la participación sea de aproximadamente el 20% de los predios la prima sería alrededor de 2.1‰ incluyendo los estratos de bajos ingresos y del 2.0‰ sin incluirlos. Estas cifras resultaron muy positivas tanto para el municipio como para los participantes dado que a pesar de que la prima pura aumenta, como es de esperarse, este incremento no era muy significativo, lo que permitió considerar que logrando un porcentaje de participación de un mínimo del 10% de los propietarios no exentos hacía viable el subsidio de los propietarios más pobres. Con respecto al deducible de los edificios exentos, se propuso que el gobierno cubriera la primera capa de las pérdidas que se llegaran a presentar en caso de desastre (Marulanda, 2009; 2013). Finalmente, posterior a negociaciones realizadas entre la administración municipal y la compañía de seguros La Previsora, se acordó una prima anual comercial del 2.5‰ del valor catastral de cada predio. El deducible se acordó en el 3% del valor de la pérdida en caso de terremoto y el 10% para otro tipo de fenómenos naturales o eventos como huelga, motín, asonada, conmoción civil o popular, actos malintencionados de terceros o terrorismo. Dado que el nivel de participación durante el primer año de establecimiento del seguro colectivo fue del 12.4% en promedio, se acordó entre la administración pública y la compañía de seguros cubrir en su totalidad los estratos socio-económicos más pobres de Manizales.

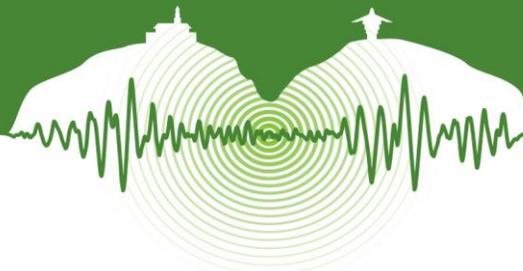
8 NUEVA EVALUACIÓN DEL RIESGO Y ACTUALIZACIÓN DEL SEGURO

Usando la información y resultados de los estudios realizados en el marco de programa GIRD-M, desarrollado por la Universidad Nacional de Colombia (UNC), sede Manizales y CORPOCALDAS, se llevó a cabo una nueva evaluación del riesgo y un nuevo diseño de este innovador instrumento de protección financiera frente a terremotos. Para esta evaluación se realizaron nuevos estudios de amenaza sísmica, de los efectos de sitio y se actualizó la microzonificación sísmica, se revisaron las curvas de vulnerabilidad física de los tipos de construcciones de Manizales y la caracterización de la exposición. El cálculo del riesgo se realizó utilizando el Sistema R. La Tabla 3 presenta un resumen de resultados del análisis de riesgo realizado sobre la nueva base de datos de edificaciones privadas y públicas de la ciudad. Se incluyen el número de predios analizados, el valor asegurable total (en millones de pesos, MDP) la prima promedio de riesgo al millar, la pérdida máxima probable para diferentes períodos de retorno

Tabla 3: Resultados de riesgo para los inmuebles privados y públicos con 0% y 3% de deducible

		RESULTADOS DEL RIESGO							
Tipo de inmuebles		Privados				Públicos			
Número de inmuebles		113.064				333			
Valor asegurable (MDP)		8.090.793				145.177			
Deducible		0%		3%		0%		3%	
Pérdida Anual Esperada (MDP) y Prima Pura Promedio (%)	MDP	% catastral	MDP	% catastral	MDP	% valor	MDP	% valor	
		23.117	2,86	113.191	1,63	422	2,91	236	1,62
Periodos de retorno	MDP	% catastral	MDP	% catastral	MDP	% valor	MDP	% valor	
	200 años	484.898	5,99	346.357	4,28	10.789	7,43	8.230	5,67
PML	500 años	671.968	8,31	504.704	6,24	15.291	10,53	12.501	8,61
	1000 años	991.761	11,15	696.370	8,61	19.779	13,62	16.642	11,46
	1500 años	1.096.109	13,55	867.050	10,72	23.010	15,85	19.541	13,46

El valor de la prima pura (en 2014) para los inmuebles privados es del 2,86‰ sin deducible y de 1,63‰ con el 3% de deducible. A pesar del importante aumento en el número de inmuebles de 85.816 (ver Tabla 2) a 113.064 en un lapso menor a 10 años es especialmente notable la reducción de la prima pura de riesgo de la ciudad con el 3% de deducible de 1,98‰ a 1,63‰. Pocas veces es posible medir el riesgo sísmico de una ciudad con una misma métrica y más interesante aún es que se registre una reducción del riesgo, lo que en el caso de Manizales podría ser esperable resultado del esfuerzo realizado en gestión del riesgo. Sin duda en los últimos años en Manizales se han reforzado un número importante de edificios, en particular del sector público, lo que podría explicar el valor la prima pura de riesgo del 1,62‰ con el 3% de deducible de estos inmuebles, que prácticamente es el mismo de las edificaciones privadas. Sin embargo, la principal razón para la disminución del riesgo sísmico en la ciudad debe obedecer al aumento importante de la construcción de nuevas edificaciones utilizando efectivamente las normas de sismorresistencia.



La Tabla 4 ilustra los resultados de la evaluación del riesgo considerando como grupo de inmuebles exentos aquellos cuyo valor es menor a 25 SMMLV (Col\$ 15.400.000), de la misma forma como se había hecho en el primer análisis (ver Tabla 2) cuando el seguro colectivo se diseñó e implementó en Manizales. Para efectos de determinar el valor de la prima de los no exentos, incluyendo los exentos, con el 3% de deducible, es necesario sumar 103 MDP a 13.088 MDP de los no exentos y dividir por el valor asegurable de los mismos. Este valor de prima corresponde a 1,65‰ y sería la prima *blanket* en caso de que todos los inmuebles no exentos participaran en el seguro.

Tabla 4: Resultados de riesgo para los inmuebles privados exentos y no exentos de la ciudad con 0% y 3% de deducible

RESULTADOS DEL RIESGO									
Tipo de inmuebles		Inmuebles exentos				Inmuebles no exentos			
Número de inmuebles		9,763 (8,63%)				103.301 (91,37%)			
Valor asegurable (MDP)		99.750 (1,23%)				7.991.043 (98,77%)			
Deducible		0%		3%		0%		3%	
Pérdida Anual Esperada (MDP) y Prima Pura Promedio (‰)	MDP	‰ catastral	MDP	‰ catastral	MDP	‰ valor	MDP	‰ valor	
	173	1,74	103	1,03	22.943	2,87	13.088	1,64	
Periodos de retorno		MDP	‰ catastral	MDP	‰ catastral	MDP	‰ valor	MDP	‰ valor
PML	200 años	4.463	4,47	3.018	3,03	480.580	6,01	343.444	4,30
	500 años	6.385	6,40	4.385	4,40	665.858	8,33	500.526	6,26
	1000 años	8.408	8,43	5.828	5,84	893.596	11,18	690.738	8,64
	1500 años	9.525	9,55	6.715	6,73	1.086.619	13,60	860.391	10,77

Ahora bien, según el Acuerdo 760 de 2011, a partir del primero de enero de 2012 y hasta el año 2016, estarán exonerados del pago del impuesto predial los predios urbanos destinados a vivienda de estrato 1, 2 y 3 y los predios rurales destinados a vivienda independientemente del estrato cuyo avalúo catastral sea menor o igual a 39 SMMLV (Col\$ 24.024.000) que corresponden al 20% de del número de predios y al 4% del valor asegurable. La Tabla 5 presenta los resultados para esta nueva situación.

Tabla 5: Resultados de riesgo para los inmuebles privados temporalmente exonerados y no exonerados (Acuerdo 760, 2011).

RESULTADOS DEL RIESGO									
Tipo de inmuebles		Inmuebles exentos (exonerados)				Inmuebles no exentos (exonerados)			
Número de inmuebles		22.501 (19,90%)				90.563 (80,10%)			
Valor asegurable (MDP)		311.811 (3,85%)				7.778.981 (96,15%)			
Deducible		0%		3%		0%		3%	
Pérdida Anual Esperada (MDP) y Prima Pura Promedio (‰)	MDP	‰ catastral	MDP	‰ catastral	MDP	‰ valor	MDP	‰ valor	
	684	2,19	400	1,28	22.432	2,88	12.791	1,64	
Periodos de retorno		MDP	‰ catastral	MDP	‰ catastral	MDP	‰ valor	MDP	‰ valor
PML	200 años	15.084	4,84	10.024	3,21	470.249	6,05	335.176	4,33
	500 años	21.038	6,75	14.439	4,63	651.595	8,38	488.454	6,31
	1000 años	28.115	9,02	19.872	6,37	874.263	11,24	673.776	8,70
	1500 años	32.983	10,58	23.955	7,68	1.063.288	13,67	838.803	10,83

El valor de la prima de los no exonerados, incluyendo los exonerados, con el 3% de deducible, implica sumar 400 MDP a 12.791 MDP de los no exonerados y dividir por el valor asegurable de los mismos. Este valor de prima corresponde a 1,69‰ y sería la prima *blanket* en caso de que todos los inmuebles no exonerados participaran en el seguro.

En la Figura 5 se ilustra la variación de la pérdida anual esperada de acuerdo con el nivel de participación de los inmuebles no exentos (o no exonerados) del impuesto predial. Por ejemplo, en la figura de la derecha, si el porcentaje de participación de los aportantes en el seguro voluntario es del 5%, la pérdida anual expresada al millar del valor asegurable, variaría de 1,7‰ a 2,7‰ de tal forma que todo el grupo de edificaciones susceptibles de compensación quedaría cubierto en la póliza de seguro colectivo. En el caso de que la participación sea del orden del 10%, que ha sido un valor que se considera más o menos estable, la prima para los no exentos o no exonerados sería del 2,1‰.

Ahora bien, la figura de la izquierda ilustra que en el caso de seguir con el mismo criterio utilizado originalmente para definir los inmuebles exentos (25 SMMLV) y de seguir implementando la póliza de seguro que se ha tenido hasta ahora, si el porcentaje de participación de los aportantes en el seguro voluntario es, por ejemplo, del 5%, la prima pura variaría de 1,7‰ al 1,9‰. Este valor sería aún menor si fuesen más los participantes en el programa, lo que ha sido lo normal. Por esta razón, la posibilidad de cubrir todo el grupo de edificaciones susceptibles de compensación o subsidio cruzado es totalmente factible.

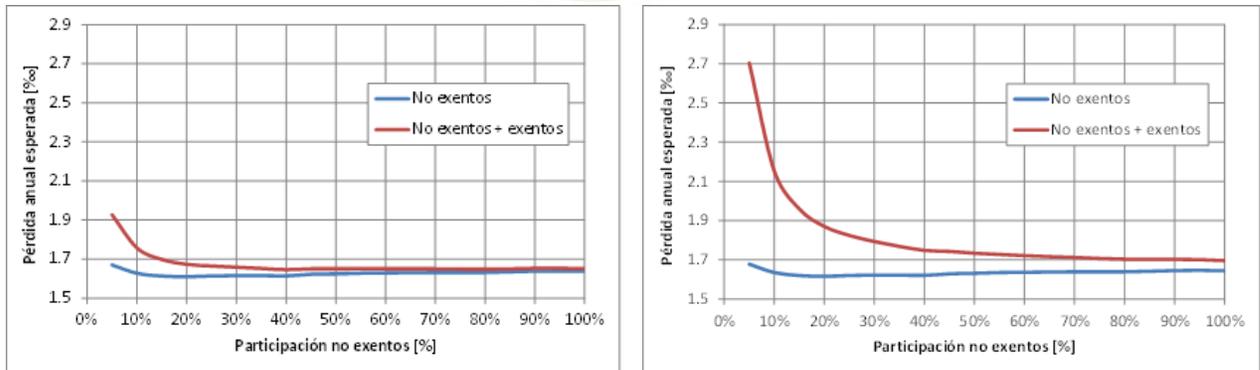
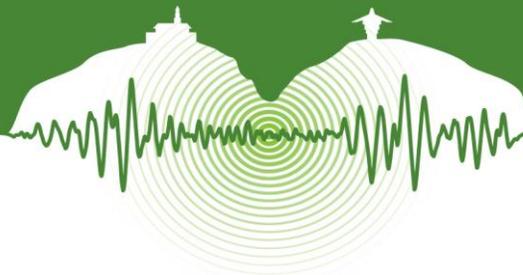


Figura 5: Variación de la prima pura según el porcentaje de participación de los no exentos para las dos situaciones analizadas.

La Figura 6 presenta diferentes rangos de prima pura o pérdida anual esperada al millar con respecto al valor de reposición las edificaciones con un deducible del 3%. En general predominan valores bajos y moderados. Este tipo de mapa es posiblemente la manera más apropiada de representar espacialmente el riesgo sísmico de una ciudad.

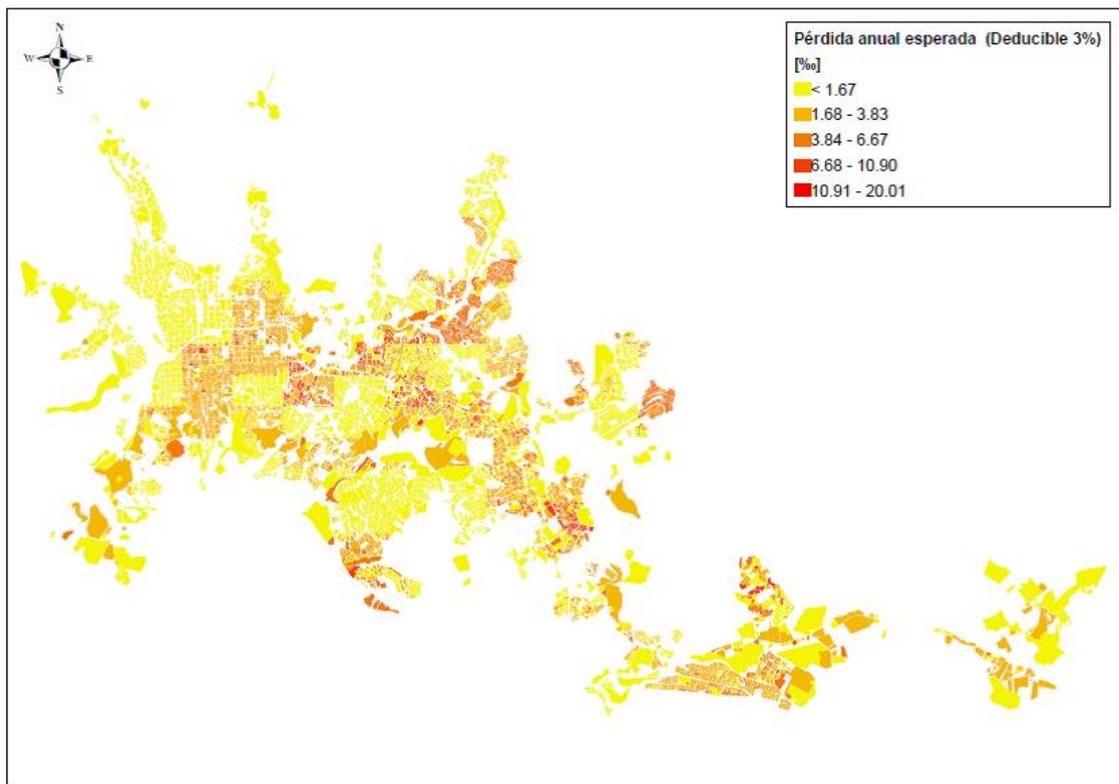
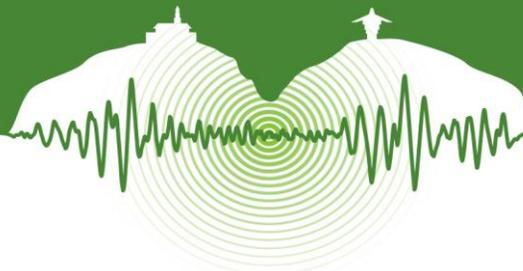


Figura 6: Distribución de la prima pura de riesgo (pérdida anual esperada) al millar en Manizales

CONCLUSIONES

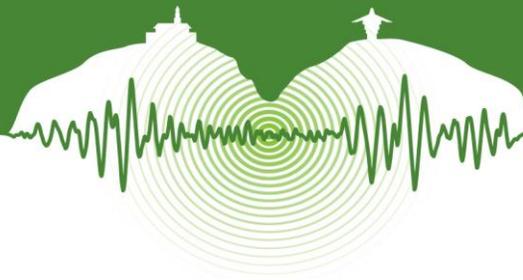
La posibilidad de cubrir los estratos socio-económicos más pobres de la población y el promover, en general, la cultura del seguro en la ciudad de Manizales han sido objetivos de especial interés de la administración municipal. Esta iniciativa ha buscado principalmente un beneficio social y ha sido promovida por el gobierno local. También podría ser factible que sea apoyada por el gobierno nacional en diferentes lugares del país. La relación beneficio-costos es clara desde el punto de vista de la sostenibilidad, prevención, bienestar socio-económico y protección financiera. Está basada en estudios técnicos hechos con modelos de riesgo



robustos, pero los elementos más importantes de esta iniciativa han sido la voluntad política, la gobernabilidad, la solidaridad ciudadana y la percepción del riesgo de la sociedad y los funcionarios del gobierno. Este instrumento innovador sin ninguna duda constituye una experiencia exitosa y es una buena práctica promovida entre el gobierno local y el sector privado que podría ser replicada en otros países en desarrollo propensos a desastres si se realizan estudios apropiados de riesgo para su implementación.

REFERENCIAS

- Andersen, T. 2002. *Innovative Financial Instruments for Natural Disaster Risk Management*. Inter-American Development Bank. Sustainable Development Department. Technical Papers Series.ENV-140.
- Cardona, O.D. 2009. *La Gestión Financiera del Riesgo de Desastres: Instrumentos Financieros de Retención y Transferencia para la Comunidad Andina*. PREDECAN, ISBN: 978-9972-787-79-9, Comunidad Andina, Lima.
- Cardona, O.D., Ordaz, M.G., Moreno, A.M. y Yamín, L.E. 2004. *Análisis de riesgo de desastres extremos en Colombia con fines de valoración de la exposición fiscal, Informe del Estudio sobre definición de la responsabilidad del Estado, su exposición ante desastres naturales y diseño de mecanismos para la cobertura de los riesgos residuales del Estado*. ACCI, DNP, Banco Mundial.
- Cardona, O.D., Ordaz, M.G., Moreno, A.M. y Yamín, L.E. 2005a. *Obligaciones contingentes del Estado por desastre, requerimiento de recursos y posibilidades de asignación, Informe del Estudio sobre definición de la responsabilidad del Estado, su exposición ante desastres naturales y diseño de mecanismos para la cobertura de los riesgos residuales del Estado*. ACCI, DNP, Banco Mundial.
- Cardona, O.D., Lavell, A.M., Mansilla, E. y Moreno, A.M. 2005b. *Avances en las estrategias de desarrollo institucional y sostenibilidad financiera de la gestión del riesgo de desastres en América latina y el Caribe*. BID, Diálogo Regional de Política sobre Prevención de Desastres. Washington.
- Cardona, O.D., Ordaz, M.G., Marulanda, M.C., and Barbat, A.H. 2008a. Estimation of Probabilistic Seismic Losses and the Public Economic Resilience—An Approach for a Macroeconomic Impact Evaluation. *Journal of Earthquake Engineering*. Vol 12, N° S2, pp. 60-70. ISSN: 1363-2469 print / 1559-808X online, Taylor & Francis, Philadelphia, PA.
- Cardona, O.D., Ordaz, M.G., Yamín, L.E., Marulanda, M.C., and Barbat, A.H. 2008b. Earthquake Loss Assessment for Integrated Disaster Risk Management, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol 12, N° S2, pp. 48-59. ISSN: 1363-2469 print / 1559-808X online, Taylor & Francis, Philadelphia, PA.
- Cardona, O.D., Ordaz, M.G., Marulanda, M.C., and Barbat, A.H. 2008c. Fiscal Impact of future earthquakes and country's economic resilience evaluation using the disaster deficit index, Innovation Practice Safety: Proceedings *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
- Cardona, O.D., Ordaz, M.G., Yamín, L.E., Arámbula, S., Marulanda, M.C., and Barbat, A.H. 2008d. Probabilistic seismic risk assessment for comprehensive risk management: modeling for innovative risk transfer and loss financing mechanisms, Innovation Practice Safety: Proceedings *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
- Cummins, J.D. and Mahul, O. 2008. *Catastrophe Risk Financing in Developing Countries: Principles for Public Intervention*. The World Bank, Washington.
- González, D.M. 2014. *Base de datos georreferenciada de edificaciones privadas de la ciudad de Manizales*. Programa de Gestión Integral del Riesgo de Desastres de Manizales, Componente 1: Armonización de la Microzonificación Sísmica. Universidad Nacional de Colombia, Sede Manizales, CORPOCALDAS.
- Grossi, P. and Kunreuther, H. 2005. *Catastrophe modeling: A new approach to managing risk*, Springer Science.
- ITEC. 2004. *Sistema de Información Sísmica de Manizales – SISMan*, Municipio de Manizales, Ingeniería Técnica y Científica Ltda, ITEC Ltda.
- Marulanda, M.C. 2009. *Design and Implementation of a Collective Disaster Risk Transfer Instrument for the Insurance Coverage of Low-income Homeowners by Cross-subsidies in Manizales, Colombia*, Technical Report for IDRC Ecopolis Program of Grants, IDEA, CIMNE.
- Marulanda, M.C. 2013. *Modelación Probabilista de Pérdidas Económicas por Sismo para la Estimación de la Vulnerabilidad Fiscal del Estado y la Gestión Financiera del Riesgo Soberano*. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
- Marulanda, M.C. 2014. *Evaluación del riesgo de Manizales con fines de seguros y protección financiera de inmuebles públicos y privados. Programa de Gestión Integral del Riesgo de Desastres de Manizales*, Componente 1, Armonización de la Microzonificación Sísmica. Universidad Nacional de Colombia, Sede Manizales, CORPOCALDAS.
- Marulanda, M.C., Cardona, O.D., Ordaz, M.G., y Barbat, A.H. 2008a. *La gestión financiera del riesgo desde la perspectiva de los desastres: Evaluación de la exposición fiscal de los Estados y alternativas de instrumentos financieros de retención y transferencia del riesgo*. Monografía CIMNE IS-61, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
- Marulanda, M.C., Cardona, O.D., and Barbat, A.H. 2008b. The Economic and Social Effects of Small Disasters: Revision of the Local Disaster Index and the Case Study of Colombia. In *Megacities: Resilience and Social Vulnerability*, Bohle, H.G., Warner, K. (Eds.), SOURCE No. 10, United Nations University (EHS), Munich Re Foundation, Bonn.
- Marulanda, M.C., Cardona, O.D., and Barbat, A.H. 2009. Revealing the socio-economic impact of small disasters in Colombia using DesInventar database. *Disasters*, Vol 34, N° 2, pp. 552-570.
- Marulanda, M.C., Cardona, O.D., and Barbat, A.H. 2010. Revealing the Impact of Small Disasters to the Economic and Social Development. In *Coping with Global Environmental Change, Disasters and Security - Threats, Challenges, Vulnerabilities and Risks*, H.G. Brauch, U. Oswald Spring, C. Mesjasz, J. Grin, P. Kameri-Mbote, B. Chourou, P. Dunay, J. Birkmann. (Eds.) Springer-Verlag, Berlin - New York.
- Pollner, J. 2001. *Managing Catastrophic Disaster Risks Using Alternative Risk Financing and Pooled Insurance Structures*. World Bank Technical Paper, No. 495.
- Woo, G. 1999. *The Mathematics of Natural Catastrophes*, Imperial College Press.



Evaluación probabilista del riesgo sísmico para el GAR 2015 Probabilistic seismic risk assessment for the GAR 2015

Omar Darío Cardona^{1*}, Mario G. Ordaz², Mario A. Salgado-Gálvez³,
Gabriel A. Bernal³, Miguel G. Mora³, Daniela Zuloaga⁴, Claudia P. Villegas⁴
y Mabel C. Marulanda³

¹Profesor Asociado, Universidad Nacional de Colombia, Manizales, Colombia

²Profesor Titular, Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F., México

³CIMNE, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España

⁴INGENIAR: Grupo de Consultoría

RESUMEN

El Modelo Global del Riesgo (MGR), que se desarrolló inicialmente para el GAR13 y que ahora ha sido actualizado para GAR15, incorpora los componentes pertinentes para la evaluación del riesgo catastrófico: los elementos o bienes expuestos, el nivel de amenaza que les afecta y su vulnerabilidad frente a dicha amenaza. El principal resultado de la MGR es la curva nacional de excedencia de pérdidas (CEP) para cada país, que es una medida que representa la frecuencia anual en que una pérdida económica determinada puede superarse en el futuro. Se calcularon métricas tales como la pérdida anual esperada (PAE) y la Pérdida Máxima (PMP) de 216 países, derivando estas métricas directamente de la CEP de cada país. La PAE es la medida más robusta de riesgo, siendo una medida probabilística compacta, relativamente insensible a la incertidumbre. Esta métrica se calcula de la suma del producto de las pérdidas previstas de cada evento con la frecuencia anual de ocurrencia del mismo evento, suponiendo un proceso estacionario y exhaustivo de eventos (es decir, se consideran todos los eventos posibles). Además, la pérdida anual esperada puede ser expresada como una fracción del valor expuesto. Esta métrica versátil es conocida en la industria de seguros como la "prima pura", y se puede utilizar para expresar el riesgo de un edificio, de una cartera de edificios, de una ciudad o de un país. Se puede obtener para una sola o para múltiples amenazas, lo que permite considerar al mismo tiempo el riesgo agregado de diferentes amenazas. Por otra parte, la PMP es una medida compactada relacionada con la tasa anual de excedencia de pérdidas y se puede considerar como una medida complementaria a la PAE y como punto de referencia para dar cuenta de las pérdidas menos frecuentes (es decir, con amplios períodos de retorno) que pueden ser excedidas en el futuro.

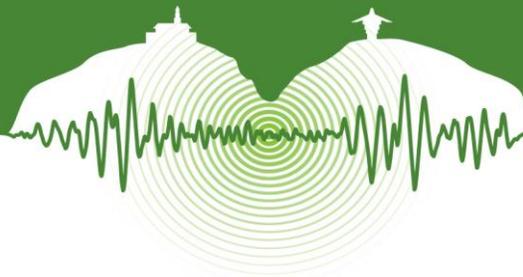
Palabras clave: Riesgo sísmico, CAPRA, evaluación probabilista, métricas del riesgo.

ABSTRACT

The Global Risk Model (GRM), which was initially developed for the global risk assessment in GAR13 and is now updated for GAR15, incorporates the relevant components of catastrophe risk assessment: the exposed elements or assets, the level of hazard affecting them and their vulnerability to such hazard. The main outcome of the GRM is a national Loss Exceedance Curve (LEC) for each country, which is a metric that represents the annual frequency at that a determined economic loss may be exceeded in the future. Metrics such as the Average Annual Loss (AAL) and the Probable Maximum Loss (PML) curve were calculated for the 216 countries, by directly deriving them from the LEC of each country. The AAL is the most robust measure of risk, being a compact probabilistic metric that is relatively insensitive to uncertainty. This metric is calculated through the sum of the product of the expected losses from each event with the annual frequency of occurrence of the same event, assuming a stationary and exhaustive process of events (i.e. all the possible events are considered). Furthermore, the annual average loss can be expressed as a fraction of the exposed value. This versatile metric is known in the insurance industry as the "pure premium", and can be used to express the risk for a building, for a portfolio of buildings, for a city or for a country. It can be obtained for a single or for multiple hazards, allowing to consider at the same time the aggregated risk from different hazards. At the same time, the PML is a compacted measure related to the loss exceedance annual rate and can be considered as a complementary measure to the AAL, as benchmark for the amount of less frequent losses (i.e. with long return periods) that can be exceeded in the future.

Keywords: Seismic risk, insurance, CAPRA, probabilistic evaluation, risk metrics.

* odcardonaa@unal.edu.co



1 INTRODUCCIÓN

La evaluación del riesgo sísmico y por otras amenazas importantes a nivel global ha sido una iniciativa de la UNISDR (agencia de las Naciones Unidas para la reducción del riesgo de desastres) para aportar estimaciones globales de riesgo para el Global Assessment Report, GAR, que se publica cada dos años desde 2009. El modelo, basado en los desarrollos más recientes de la plataforma CAPRA (*Comprehensive Approach to Probabilistic Risk Assessment*), fue concebido como una iniciativa a largo plazo, que generó los primeros resultados para la mayoría de los países en el GAR13, pero que siguió en evolución y enriquecimiento continuo y ha aportado una nueva evaluación y Atlas de amenazas y riesgos para el GAR15 y la 3ª Conferencia Mundial de Reducción del Riesgo de Desastres, celebrada en marzo de 2015 en Sendai. El desarrollo del Modelo Global de Riesgo realmente comenzó después del GAR11, en el cual se incluyó la evaluación probabilista del riesgo de desastres para Colombia, México y Nepal. La construcción de la MGR es el resultado de la colaboración entre un amplio grupo de expertos que a través de una red internacional de colaboración, se convirtió en un gran equipo de modelación, trabajando juntos por más de 5 años para dar lugar a este hito en la evaluación del riesgo de desastres a nivel mundial. Es importante notar que la resolución y la precisión no sólo están asociadas con la valoración del peligro, sino también a la representación de la exposición y la caracterización de la vulnerabilidad. Por esta razón, es necesario tener la consistencia y compatibilidad en el nivel de rigor y los detalles en las diferentes fases de la evaluación del riesgo. La elección de la resolución está relacionada con el tipo de decisiones que este tipo de evaluación del riesgo intenta informar. Para este estudio, simplificaciones y suposiciones se han realizado, adecuadas para este trabajo a nivel mundial, por lo cual se ha sacrificado en parte la precisión. No obstante, se ha logrado obtener un “paisaje operativo del riesgo” de los países que permite una visión común y comparativa, su dimensión económica y la capacidad para recuperarse. En otras palabras, este análisis proporciona información sobre la capacidad de recuperación económica de los países, en términos de indicadores de flujo económico de los países. Como una manera de comunicar con facilidad y asertivamente el riesgo de desastres a los países, se desarrollaron unos perfiles de riesgo resumidos. Estos perfiles tienen la intención de ofrecer una visión de la situación de riesgo de desastres de cualquier país. Los Perfiles de Riesgo vienen a ser una referencia fundamental para los gobiernos conozcan el orden de magnitud de sus pasivos contingentes, para conocer su situación en relación con otros países de su región, y para tener en cuenta las implicaciones que tiene sobre el riesgo de desastres para su desarrollo desde las perspectivas de crecimiento social, económico y financiero. Este artículo describe el tipo de trabajo realizado (Cardona et al., 2015) con fines de divulgación y se orienta a ilustrar los resultados de riesgo sin entrar en detalles con respecto a las amenazas respectivas.

2 MODELACIÓN DE LA AMENAZA

Al respecto de la amenaza sísmica a nivel mundial Ordaz et al. presentan, en este mismo congreso, un artículo descriptivo del proceso de evaluación de esta amenaza. Para el GAR15 aparte de la amenaza sísmica también se evaluó la amenaza por tsunami, por viento huracanado, marea de tormenta, inundaciones debido a lluvias y parcialmente por cenizas volcánicas. La Figura 1 ilustra un mapa para un período de retorno de la aceleración espectral en el caso sísmico, obtenido con el CAPRA-Viewer de la UNISDR.

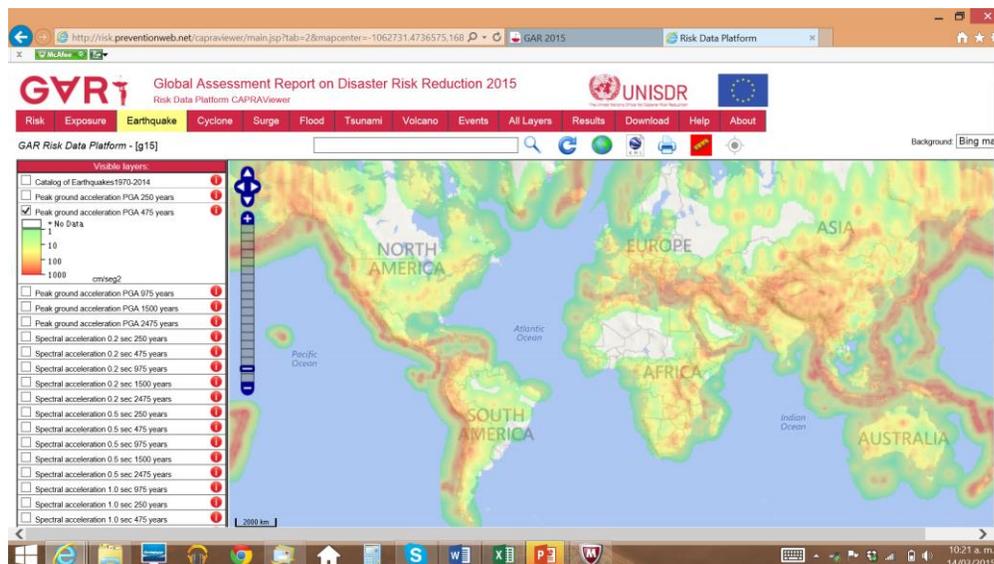
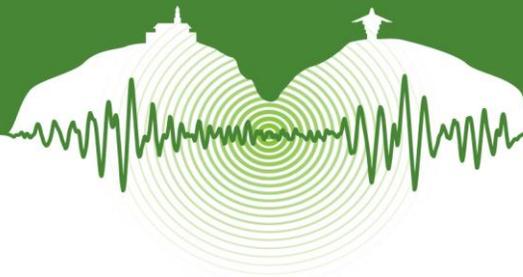


Figura 1: Ejemplo de mapa de amenaza sísmica de aceleración espectral para un período de retorno de 475 años.



3 CARACTERIZACIÓN DE LA EXPOSICIÓN

Para la evaluación del riesgo físico ante eventos naturales se requiere de una adecuada representación de la exposición; es decir, del inventario de componentes de infraestructura física que son susceptibles de sufrir daño ante la acción de dichos eventos. La pérdida física sobre cada componente o activo es el daño directo del cual se pueden desencadenar otras pérdidas o efectos de segundo orden con implicaciones en el mediano y largo plazo. Este estudio involucra sólo edificaciones y no tiene en cuenta efectos indirectos o pérdidas concatenadas o colaterales. El modelo de exposición desarrollado para este estudio, cuyo propósito es realizar una evaluación indicativa del riesgo tipo *coarse grain* a nivel mundial, considera únicamente el daño físico directo en las edificaciones urbanas por medio de un enfoque combinado, utilizando tanto información de indicadores socio-económicos a nivel nacional (*up to bottom*) y una distribución geográfica de población (*bottom up*) como principales fuentes de información.

De acuerdo a lo anterior, el modelo propuesto se basa en la estimación del número de personas que habitan en edificaciones de un tipo constructivo particular de cada una de las agrupaciones o sectores. El número de personas por tipo constructivo y sector en cada ubicación geográfica se convierte en un indicador de exposición y se utiliza como base para distribuir el valor económico expuesto. Para considerar la vulnerabilidad de los diferentes elementos expuestos de cada sector ante las amenazas naturales, cada componente o activo es agrupado de acuerdo con el tipo constructivo al que pertenece. Así por ejemplo, el grupo de edificaciones residenciales de población de bajos ingresos de un área urbana estará conformado por edificaciones de varios tipos constructivos como edificaciones en mampostería simple y edificaciones en madera, que se conoce son las predominantes en ese tipo de estrato socioeconómico. Una importante limitación es que no considera diferencias por la ubicación geográfica a nivel subnacional de los elementos expuestos, no obstante si considera las diferencias que existen de un país al otro. Adicionalmente y con el fin de establecer una referencia que permita la comparación entre países y a la vez contar con valores económicos que representen el nivel de desarrollo y el capital real del país, se utiliza como valor económico físico expuesto, el stock de capital urbano descontando el valor del terreno. La Figura 2 ilustra un mapa de valor expuesto. Para el GAR15 se trabajaron pixeles de 5kmx5km excepto en las costas donde se realizó la exposición en pixeles de 1kmx1km.

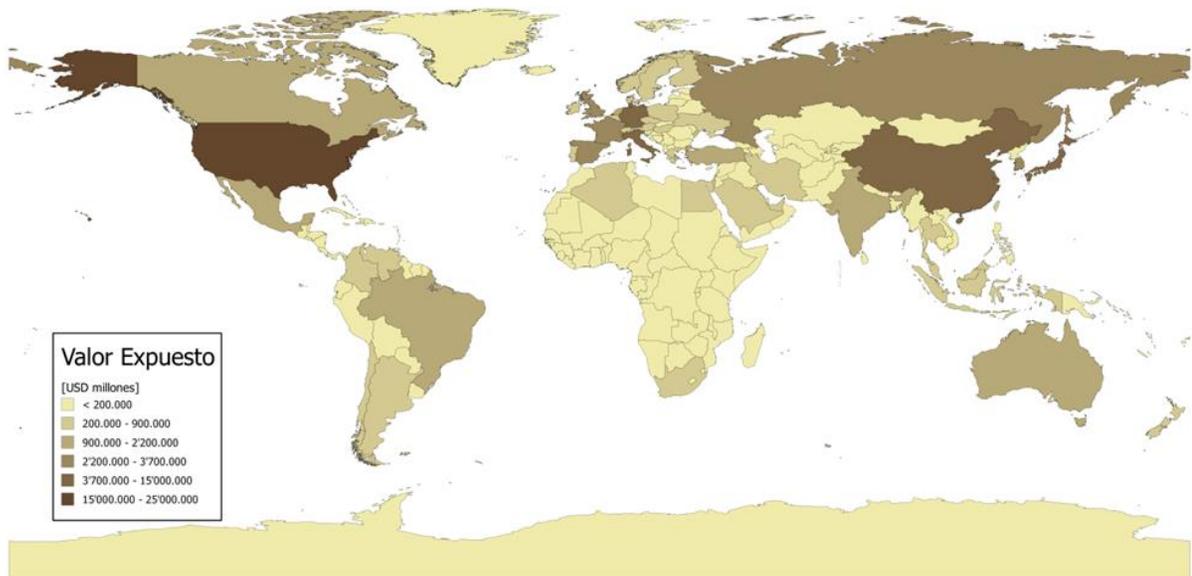


Figura 2: Ejemplo de mapa de valoración de la exposición a nivel de países.

4 FUNCIONES DE VULNERABILIDAD

Para efectos de la evaluación probabilista del riesgo de desastres, la vulnerabilidad de los elementos expuestos se representa mediante funciones que relacionan la intensidad del fenómeno que caracteriza de amenaza con el nivel medio del daño o afectación física directa relativa. Estas son las llamadas funciones de vulnerabilidad que se deben estimar para cada uno de los tipos constructivos, de manera que puedan asignarse a cada uno de los componentes de la base de datos de exposición. Cada función de vulnerabilidad está caracterizada por un valor conocido como relación media del daño, RMD, (o MDR por sus siglas en inglés *Mean Damage Ratio*) y su varianza correspondiente para cada nivel de intensidad de la amenaza. Con esto es posible estimar la función de probabilidad de la pérdida en cada nivel de intensidad de la amenaza considerada, que en general corresponderá a un escenario de amenaza específico de análisis. Para el GAR15 las curvas de vulnerabilidad fueron propuestas por regiones por grupos de especialistas según el conocimiento de los tipos estructurales de los países de cada región. La Figura 3 ilustra genéricamente varias funciones de vulnerabilidad para el caso sísmico.

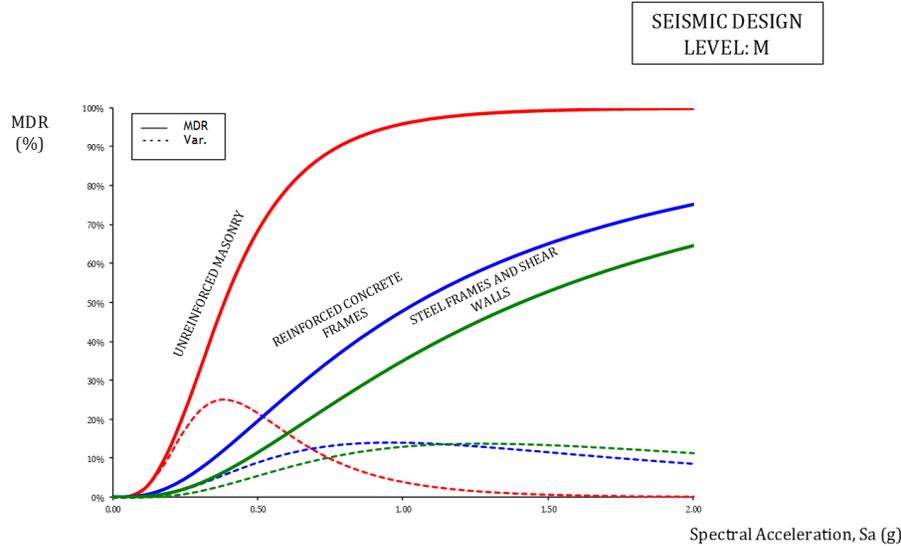
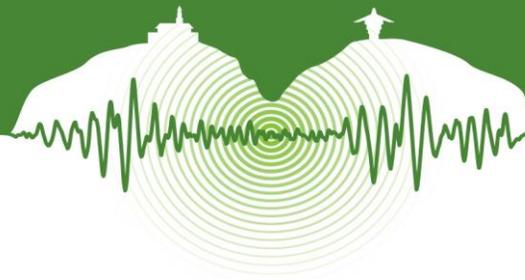


Figura 3: Ejemplo de funciones de vulnerabilidad para el caso sísmico en el modelo global.

5 EVALUACIÓN DEL RIESGO A NIVEL GLOBAL

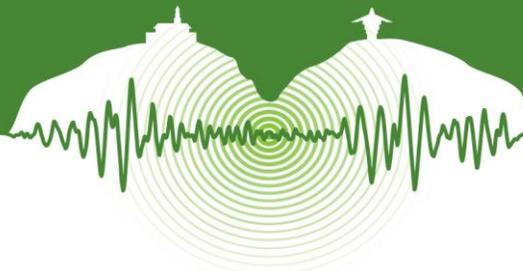
El análisis probabilista de riesgo se fundamenta en determinar las funciones de densidad de probabilidad de pérdida en cada uno de los eventos de amenaza, para diferentes niveles de intensidad, estimando dicha pérdida en cada uno de los elementos expuestos por los eventos estocásticos incluidos en el conjunto con que se representan cada una de las amenazas. Las pérdidas sobre los elementos expuestos corresponden al grado de daño físico que se estima para los diferentes niveles de intensidad, dicho grado de daño constituye la pérdida económica relativa al valor total expuesto del elemento. Las pérdidas para un escenario particular se calculan como la suma probabilista de las pérdidas que se presentan en cada uno de los bienes expuestos, sumando estas de manera que se considere su carácter aleatorio. Una vez se cuenta con la distribución de probabilidad de las pérdidas para cada escenario estocástico, las pérdidas pueden agregarse con la matemática adecuada para de obtener diferentes métricas de riesgo. Utilizando la plataforma CAPRA se llevó a cabo la evaluación probabilista del riesgo de desastre para 216 países, tanto para el total de activos expuestos (nacional), como para los elementos cuya reposición sería de responsabilidad del gobierno en caso de un desastre (responsabilidad fiscal). Los resultados de esta evaluación de riesgo se presentan a partir de dos métricas de riesgo puntuales: La Pérdida Anual Esperada (PAE) o pérdida anual promedio en valor económico y en porcentaje con respecto al valor de los activos expuestos (también conocida como prima pura o prima técnica de riesgo). En términos probabilistas la PAE es la esperanza matemática de la pérdida anual, y la Pérdida Máxima Probable (PML por sus siglas en inglés) para diferentes períodos de retorno.

5.1 Procedimiento analítico

La evaluación del riesgo se obtiene como resultado de la convolución de la amenaza y la vulnerabilidad del inventario de los elementos expuestos, con el fin de calcular las frecuencias de ocurrencia de niveles específicos de pérdida en lapsos determinados de tiempo. El riesgo comúnmente es descrito mediante la *curva de excedencia de pérdidas*, que especifica las frecuencias, usualmente anuales, con las que ocurrirán eventos en que se exceda un valor especificado de pérdida. Esta frecuencia anual de excedencia se conoce también como tasa de excedencia y puede calcularse mediante la Ecuación (1), que es una de las múltiples formas que adopta el teorema de la probabilidad total:

$$v(p) = \sum_{i=1}^{\text{Eventos}} Pr(P > p | \text{Evento } i) F_A(\text{Evento } i) \quad (1)$$

donde $v(p)$ es la tasa de excedencia de la pérdida p y $F_A(\text{Evento } i)$ es la frecuencia anual de ocurrencia del evento i , mientras que $Pr(P > p | \text{Evento } i)$ es la probabilidad de que la pérdida P sea superior a p , dado que ocurrió el i -ésimo evento. La suma en la ecuación anterior se hace para todos los eventos potencialmente dañinos. El inverso de $v(p)$ es el período de retorno de la pérdida p , identificado como Tr .



La curva de excedencia de pérdidas contiene toda la información necesaria para describir en términos de probabilidad el proceso de ocurrencia de eventos que produzcan pérdidas. La pérdida p a que se refiere la Ecuación (1) es la suma de las pérdidas que acontecen en todos los bienes expuestos. Conviene hacer notar lo siguiente:

- La pérdida p es una cantidad incierta, cuyo valor, dada la ocurrencia de un evento, no puede conocerse con precisión. Debe, por tanto, ser vista y tratada como una variable aleatoria y deben preverse mecanismos para conocer su distribución de probabilidad, condicionada a la ocurrencia de cierto evento.
- La pérdida p se calcula como la suma de las pérdidas que se presentan en cada uno de los bienes expuestos. Cada uno de los sumandos es una variable aleatoria y entre ellos existe cierto nivel de correlación, que debe ser incluido en el análisis.

En vista de la Ecuación (1), la secuencia de cálculo probabilista de riesgo es la siguiente:

- Para un escenario, determinar la distribución de probabilidades de la pérdida en cada uno de los bienes expuestos.
- A partir de las distribuciones de probabilidad de las pérdidas en cada bien, determinar la distribución de probabilidad de la suma de estas pérdidas, tomando en cuenta la correlación que existe entre ellas.
- Un vez determinada la distribución de probabilidad de la suma de las pérdidas en este evento, calcular la probabilidad de que ésta exceda un valor determinado, p .
- La probabilidad determinada en el inciso anterior, multiplicada por la frecuencia anual de ocurrencia del evento, es la contribución de este evento a la tasa de excedencia de la pérdida p .

El cálculo se repite para todos los eventos, con lo que se obtiene el resultado indicado por la Ecuación (1). Es interesante señalar también que en esta ecuación no se hace distinción entre eventos que pertenezcan a diferentes amenazas. En efecto, la suma en esa ecuación podría incluir, por ejemplo, sismos y huracanes o sismos y erupciones volcánicas. Esto puede hacerse porque se ha supuesto que tanto los eventos asociados a una misma amenaza como los eventos asociados a distintas amenazas no ocurren simultáneamente. Sin embargo, algunos fenómenos potencialmente dañinos sí ocurren simultáneamente, por lo que en estos casos hay que tomar provisiones especiales para la determinación de la distribución de probabilidad de p . Por ejemplo, el paso de un huracán genera tanto un campo de vientos fuertes, como inundaciones por aumento en los niveles de la marea y por las lluvias intensas asociadas; los daños por viento y por inundación, entonces, ocurren casi al mismo tiempo, y no pueden considerarse eventos independientes. En este caso se dice que las amenazas están asociadas a la misma *temporalidad*. De acuerdo con lo anterior, un terremoto, entendido como el movimiento del suelo debido al paso de ondas sísmicas, un tsunami y los deslizamientos de tierra que pueden inducirse por el terremoto ocurrirían en una misma temporalidad, pero en una temporalidad diferente, por ejemplo, a la que ocurrirían daños por viento, marea de tormenta e inundación. La evaluación de pérdidas durante un escenario se realiza entonces considerando que las amenazas que pertenecen a una misma temporalidad ocurren de manera simultánea. No existe una manera sencilla y libre de ambigüedades para evaluar las pérdidas en estas condiciones (varias amenazas ocurriendo simultáneamente). Para los fines de este enfoque se utiliza la siguiente expresión para evaluar la pérdida en cada uno de los bienes expuestos, que corresponde a un modelo de daño en cascada, en el cual el orden de exposición a las diferentes intensidades es irrelevante:

$$P_i = \prod_{j=1}^M (1 - P_{ij}) \quad (2)$$

en donde P_i es la pérdida asociada al escenario i , P_{ij} es la pérdida asociada al escenario i por concepto de la amenaza j , y M es el número de amenazas simultáneas consideradas en la temporalidad a la que pertenece el escenario i . Conviene recordar que P_{ij} son variables aleatorias y, por tanto, P_i también lo es. Sin embargo, si las distribuciones de probabilidad de las P_{ij} son conocidas, y se hacen suposiciones razonables sobre su nivel de correlación (que están perfectamente correlacionadas, por ejemplo) los momentos de la distribución de probabilidad de P_i pueden determinarse a partir de la Ecuación (2).

Como se observa en la Ecuación (3), y como se planteó anteriormente, la pérdida que se presenta en un grupo de bienes expuestos durante un escenario es una cantidad incierta que debe ser tratada como una variable aleatoria. Generalmente es impráctico determinar de manera directa la distribución de probabilidad de la pérdida en un bien expuesto condicionada a la ocurrencia de un escenario. Por razones metodológicas, la probabilidad de excedencia de la pérdida p , dado que ocurrió un evento, suele expresarse de la siguiente manera:

$$Pr(P > p | Evento) = \int_I Pr(P > p | I) f(I | Evento) dI \quad (3)$$

El primer término de la integral, $Pr(P > p | I)$, es la probabilidad de que la pérdida exceda el valor p dado que la intensidad local fue I ; este término, por tanto, toma en cuenta la incertidumbre que hay en las relaciones de vulnerabilidad. Por otro lado, el término $f(I | Evento)$ es la densidad de probabilidades de la intensidad, condicionada a la ocurrencia del evento; este término toma en cuenta el hecho de que, dado que ocurrió un evento, la intensidad en el sitio de interés es incierta.

Como se indicó anteriormente, la curva calculada aplicando la Ecuación (1) tiene toda la información necesaria para caracterizar el proceso de ocurrencia de eventos que produzcan pérdidas. Sin embargo, en ocasiones es impráctico utilizar una curva completa,



por lo que conviene utilizar estimadores puntuales del riesgo que permitan expresarlo con un solo número. Se presentan a continuación los dos estimadores más comúnmente utilizados.

Pérdida anual esperada (P_{AE}): se trata del valor esperado de la pérdida anual. Es una cantidad importante puesto que indica, por ejemplo, que si el proceso de ocurrencia de eventos dañinos fuera estacionario de aquí a la eternidad, su costo equivaldría a haber pagado la cantidad P_{AE} anualmente. En un sistema simple de seguro, la pérdida anual esperada sería la prima pura anual justa. La P_{AE} puede obtenerse por integración de $\nu(p)$ o mediante la siguiente expresión:

$$P_{AE} = \sum_{i=1}^{Eventos} E(P|Evento i)F_A(Evento i) \quad (4)$$

La P_{AE} se calcula como la suma del producto entre las pérdidas esperadas para determinado evento y la probabilidad de ocurrencia de dicho evento en un período de un año, para todos los eventos –estocásticos– considerados. En términos probabilistas, la P_{AE} es la esperanza matemática de la pérdida anual. La P_{AE} considera las pérdidas de cada elemento expuesto debidas a todos los eventos que se presentan durante su vida útil y considera además su recurrencia cuando se calcula el promedio anual de éstas.

Pérdida máxima probable (PMP) o PML, por las iniciales en inglés de Probable Maximum Loss. Se trata de una pérdida que ocurre con muy poca frecuencia; es decir, que está asociada a un periodo de retorno muy largo (o, alternativamente, a una tasa de excedencia muy baja). No existen estándares universalmente aceptados para definir qué quiere decir “con muy poca frecuencia”. De hecho, la elección de un periodo de retorno u otro para tomar cierta decisión depende de la aversión al riesgo de quien lo está tomando. La PML representa el valor esperado de la distribución de pérdidas agregadas para una frecuencia anual de excedencia dada, o su inverso, el periodo de retorno. Es decir, la probabilidad de que las pérdidas igualen o excedan un umbral para un periodo de retorno dado. La estimación de la PML es sólo una aplicación de la curva de excedencia de pérdidas.

5.2 Resultados de la evaluación

Aplicando la formulación analítica descrita utilizando la plataforma CAPRA-GIS se llevó a cabo la evaluación probabilista del riesgo de desastre de 216 países, considerando las diferentes amenazas consideradas (ver Cardona et al. 2014). El informe tuvo como propósito obtener los resultados de riesgo en cada país para el total de elementos expuestos en el país, lo que incluye los activos del sector público y el sector privado (riesgo total o nacional). En otras palabras es importante evaluar el riesgo de responsabilidad fiscal (riesgo soberano fiscal), que debe ser un referente para, por ejemplo, ministros de economía y finanzas, entre otros interesados. Este informe aporta información útil del pasivo contingente no explícito que implican los desastres para el balance de cada nación. La Figura 4 presenta el resultado absoluto de la pérdida anual esperada para los diferentes países. La Figura 5 presenta el valor de la pérdida anual esperada al millar, normalizada por el valor de la exposición.

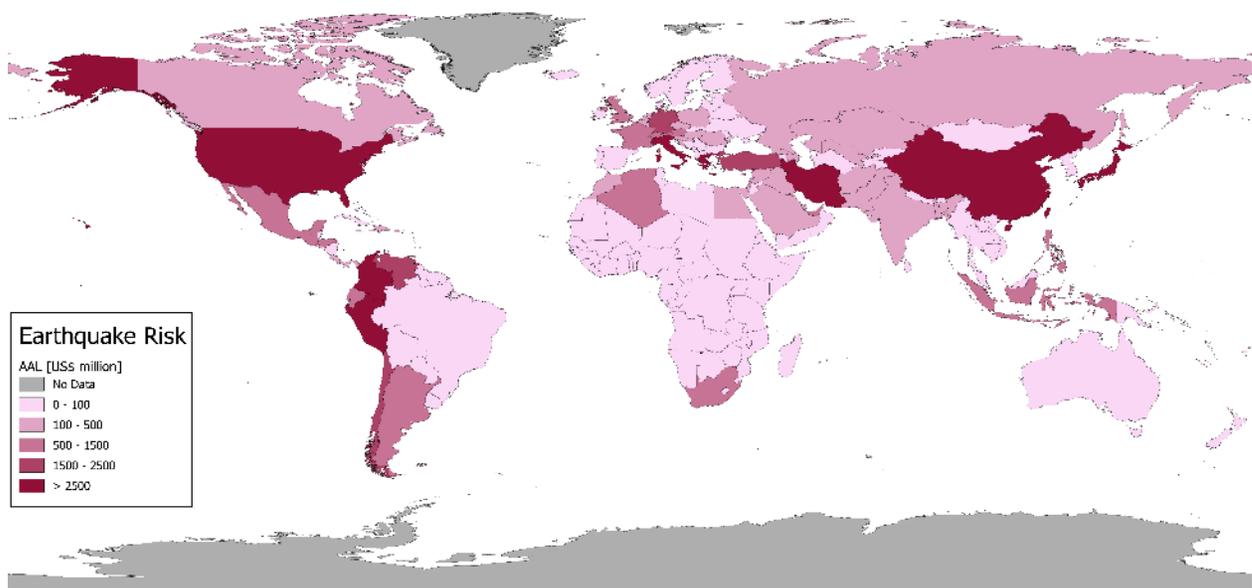


Figura 4: Pérdida anual esperada en millones de US dólares por terremoto por país.

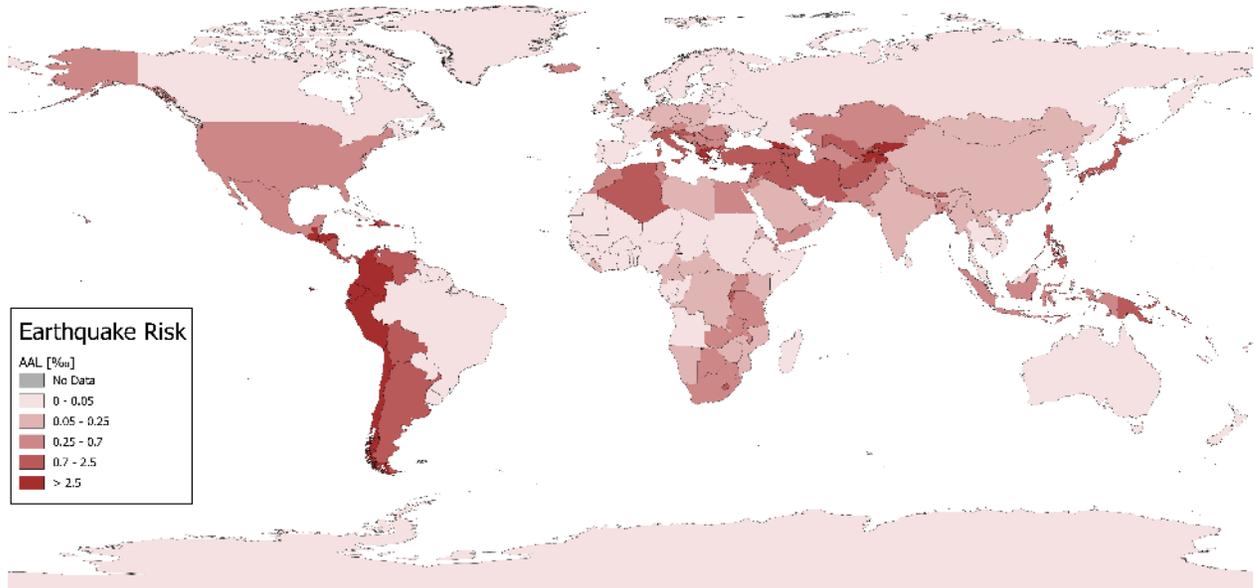
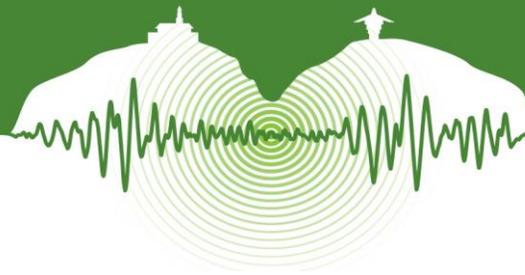


Figura 5: Pérdida anual esperada al millar, con respecto al valor expuesto, por terremoto por país.

Esta evaluación ha permitido hacer un ranking de los países a nivel global, por regiones y por nivel económico. Utilizando la pérdida anual esperada y relacionándola con el capital producido (o stock de capital), la formación fija de capital bruto, los ahorros y las reservas y el gasto social en salud y educación se ha creado una serie de indicadores que dan cuenta de las implicaciones del riesgo de desastres para el desarrollo. A manera de ejemplo, la Figura 6 ilustra a nivel global por regiones el absoluto valor de la pérdida anual esperada y normalizado con base en el capital producido o valor del stock de capital.

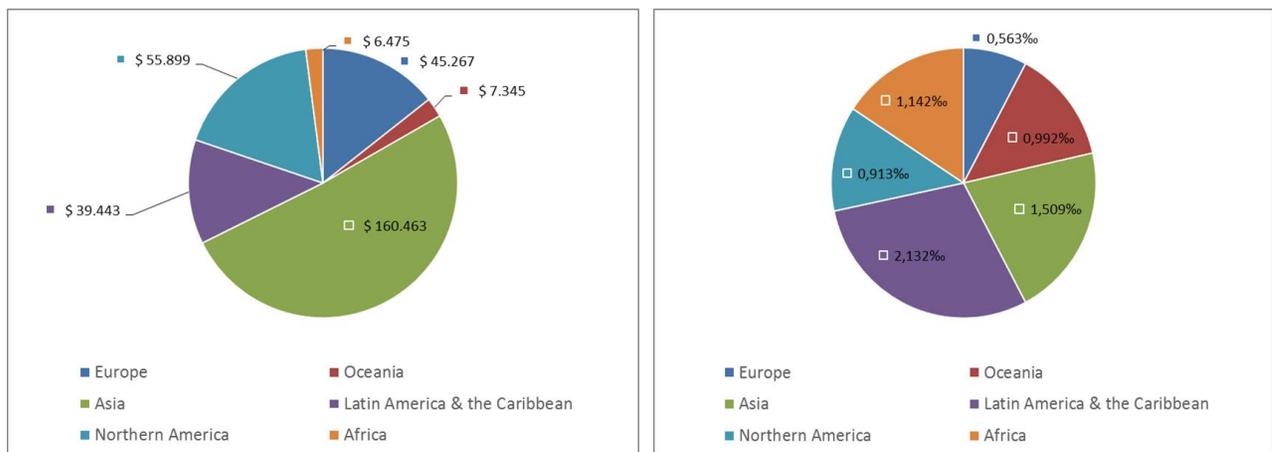
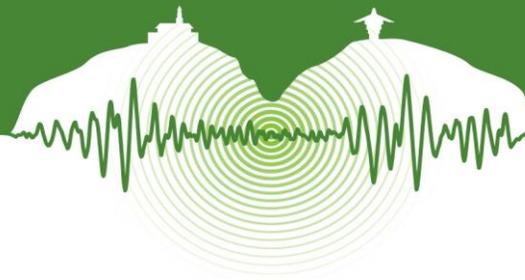


Figura 6: A la derecha la pérdida anual esperada en valor absoluto y a la izquierda al millar del valor expuesto.

Las evaluaciones se han realizado para las diferentes amenazas. La Figura 7 presenta un ejemplo de perfil de riesgo resumido para un país, el cual incluye los diferentes valores de pérdidas y de indicadores asociados. Con base en este perfil se han estado desarrollando otros perfiles de riesgo como los que se encuentran disponibles en la página web del GAR15 y la UNISDR y en la página www.preventionweb.net. Los informes de soporte técnico con toda la información acerca del enfoque metodológico y los resultados y rankings de los países están disponibles como *background papers* del GAR15. Esta evaluación de riesgo es la primera que se realiza a nivel global con una técnica totalmente probabilista y una metodología unificada para todos los países, que puede ser utilizada también a nivel local o subnacional en caso de que la información lo permita.



Belize

Latin America and the Caribbean

GART Global Assessment Report on Disaster Risk Reduction 2015

Brief Country Risk Profile



National Information

Population (thous)	331 900
- Urban (%)	44.3
- Rural (%)	55.7
Land area (km ²)	22 810.0
Pop. Density (thous/km ²)	14.6
GINI (value)	53.10
HDI (value)	0.73
Exposed Value (million USD)	5 995
- Fiscal (million USD)	326

Economic Indicators

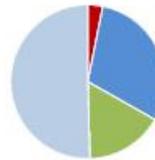
GDP Gross Domestic Product (million USD)	1 624.3
GDP per capita (USD)	4 893.9
GNE Gross National Expenditure (million USD)	1 713.1
SE Social Expenditure (million USD)	
GS Gross Savings (million USD)	200.1
GFCF Gross Fixed Capital Formation (million USD)	289.9
TR Total Reserves (million USD)	402.8
Public spending on education (% GDP)	6.6
Health Expenditure (% GDP)	5.8



National & Fiscal Portfolio

Hazard	Average Annual Loss		Probable Maximum Loss (mean return period)			
	Value (million USD)	Premium (%)	250 (million USD)	500 (million USD)	1000 (million USD)	1500 (million USD)
Earthquake (Fiscal)	3.0	0.49	44.8	93.6	152.5	237.9
Cyclonic Wind (Fiscal)	28.2	4.70	816.0	1 281.2	1 529.2	1 816.8
Storm Surge (Fiscal)	15.4	2.56	400.4	647.8	697.3	739.4
Tsunami (Fiscal)	—	—	—	—	—	—
Flood (Fiscal)	47.3	7.89	—	—	—	—
National	93.7	15.64	—	—	—	—
Fiscal	5.3	10.31	—	—	—	—

AAL Distribution by Hazard



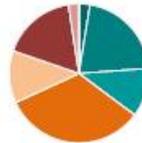
Disaster Risk Development Implications



Exposure & Risk Summary (Earthquake & Cyclonic Wind)

Sector	Exposed value (million USD)		Average Annual Loss (million USD) [%]	
	Low	High	Value	Loss
Residential (Income)	164.9	1 273.3	0.8	5.20
Services	1 942.0	724.6	10.2	5.18
Education	1 039.3	157.6	5.4	4.72
Health	1.4	3.3	0.002	1.64
Government	—	—	—	—
National	5 994.8	—	31.1	5.18
Fiscal	325.8	—	1.5	4.71

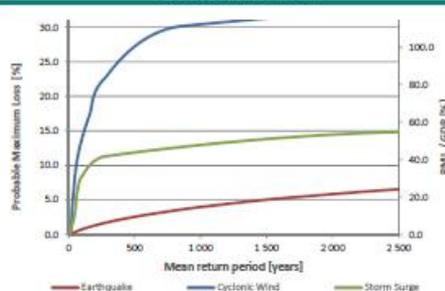
AAL Distribution by Sector



DRDI Components

Disaster Risk Social Implications	DRSI	71.4
Disaster Risk Growth & Financial Implications	DRGI	78.4
Disaster Risk Economic Implications	DREI	76.7

Probable Maximum Loss



Risk Indicators

	EQ	WD	SS	TSU	FL
AAU/GS	0.01	0.14	0.08		0.24
AAU/GNE	0.002	0.02	0.01		0.03
AAU/TR	0.01	0.07	0.04		0.13
AAU/GCF	0.01	0.10	0.05		0.16
AAU/SE	0.01	0.01	0.003		0.01
PML/GNE	0.03	0.46	0.29		
PML/GDP	0.03	0.50	0.30		



International Centre for Numerical Methods in Engineering

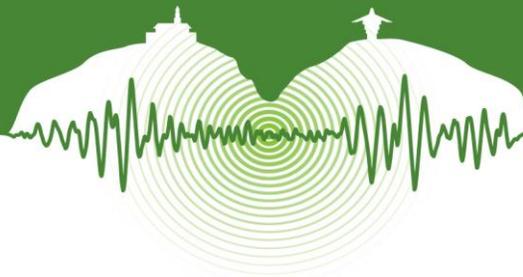


INGENIAR Ltd



CAPRA Team

Figura 7: Ejemplo de perfil resumido de riesgo de desastres para un país.

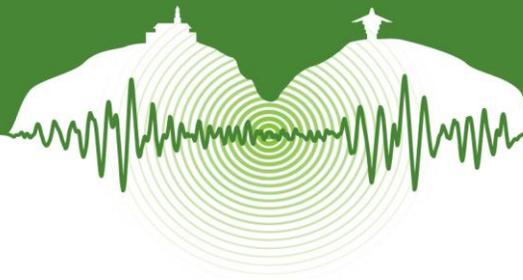


CONCLUSIONES

Se ha realizado por primera vez la modelación de la amenaza y el riesgo sísmico de manera probabilista a nivel mundial a partir del catálogo mundial de sismos y de escenarios estocásticos derivados. Se ha realizado una definición y asignación de funciones de vulnerabilidad considerando diferentes niveles de complejidad (para los centros poblados) y niveles de desarrollo (para los países) de acuerdo con indicadores socio-económico de los países y con el aporte de especialistas de las diferentes regiones. El riesgo sísmico y en general multi-amenaza se ha cuantificado a partir de métricas probabilistas como la pérdida anual esperada y la pérdida máxima probable, las cuales normalizadas con diferentes variables de flujo económico permiten la comparación de niveles de riesgo entre los diferentes países. El marco conceptual asociado a la evaluación del riesgo que aquí se presenta, puede ser empleado para estimar el riesgo en otras escalas (nacional, subnacional, urbano, local) para cualquier portafolio de elementos expuestos. Es decir, que usando la misma “aritmética” es posible obtener resultados con mayores niveles de resolución que sean útiles para la toma de decisiones al nivel correspondiente.

REFERENCIAS

- Cardona, O.D. 2009. *La Gestión Financiera del Riesgo de Desastres: Instrumentos Financieros de Retención y Transferencia para la Comunidad Andina*, PREDECAN. ISBN: 978-9972-787-79-9, Comunidad Andina, Lima.
- Cardona, O.D., Ordaz, M.G., Marulanda, M.C., and Barbat, A.H. 2008a. Estimation of Probabilistic Seismic Losses and the Public Economic Resilience—An Approach for a Macroeconomic Impact Evaluation. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol 12, N° S2, pp. 60-70. ISSN: 1363-2469 print / 1559-808X online, Taylor & Francis, Philadelphia, PA.
- Cardona, O.D., Ordaz, M.G., Yamín, L.E., Marulanda, M.C., and Barbat, A.H. 2008b. Earthquake Loss Assessment for Integrated Disaster Risk Management. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol 12, N° S2, pp. 48-59. ISSN: 1363-2469 print / 1559-808X online, Taylor & Francis, Philadelphia, PA.
- Cardona, O.D., Ordaz, M.G., Marulanda, M.C., and Barbat, A.H. 2008c. Fiscal Impact of future earthquakes and country's economic resilience evaluation using the disaster deficit index, Innovation Practice Safety: Proceedings *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
- Cardona, O.D., Ordaz, M.G., Yamin, L.E., Arámbula, S., Marulanda, M.C., and Barbat, A.H. 2008d. Probabilistic seismic risk assessment for comprehensive risk management: modeling for innovative risk transfer and loss financing mechanisms, Innovation Practice Safety: Proceedings *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
- Cardona, O.D., Ordaz, M.G., Reinoso, E., Yamín, L.E., and Barbat, A.H. 2010. Comprehensive Approach to Probabilistic Risk Assessment (CAPRA). International initiative for disaster risk management effectiveness. Procedures of the 14th European conference on earthquake engineering, Ohrid, Macedonia.
- Cardona, O.D., Ordaz, M.G., Salgado, M.A., Bernal, G.A., Mora, M., Zuloaga, D., Marulanda, M.C., González, D.M., y Yamín L.E. 2012. Evaluación probabilista y espectral de la amenaza y riesgo sísmico a nivel mundial para el GAR 2013. VI Congreso Colombiano de Ingeniería Sísmica, AIS, UIS, Bucaramanga.
- Cardona, O.D., Ordaz, M.G., Mora, M., Salgado, M.A., Bernal, G.A., Zuloaga, D., Marulanda, M.C., Yamín, L.E., and González, D. 2014. Global risk assessment: A fully probabilistic seismic and tropical cyclone wind risk assessment. *International Journal of Disaster Risk Reduction*.
- Cardona, O.D., Ordaz, M.G., Reinoso, E., Yamín, L.E., Barbat, A.H. 2012. CAPRA – Comprehensive Approach to Probabilistic Risk Assessment: International Initiative for Risk Management Effectiveness. Procedures of the 15th World Conference on Earthquake Engineering. Lisbon, Portugal.
- Cardona, O.D., Ordaz, M.G., Salgado, M.A., Bernal, G.A., Mora, M., Zuloaga, D., Marulanda, M.C., González, D.M., and Villegas, C.P. 2014. Update on the Probabilistic Modelling of Natural Risks at Global Level: Global Risk Model, GAR15, (CIMNE & INGENIAR) UNISDR, Geneva.
- CIMNE and Associates. 2013. Probabilistic Modelling of Natural Risks at the Global Level: Global Risk Model, GAR13, UNISDR, Geneva.
- Marulanda, M.C. 2013. *Modelación Probabilista de Pérdidas Económicas por Sismo para la Estimación de la Vulnerabilidad Fiscal del Estado y la Gestión Financiera del Riesgo Soberano*. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
- Marulanda, M.C., Cardona, O.D., Ordaz, M.G., y Barbat, A.H. 2008a. *La gestión financiera del riesgo desde la perspectiva de los desastres: Evaluación de la exposición fiscal de los Estados y alternativas de instrumentos financieros de retención y transferencia del riesgo*. Monografía CIMNE IS-61, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
- Ordaz, M., Cardona, O., Salgado, M., Bernal, G., Singh, K., y Zuloaga, D. 2014a. Probabilistic seismic hazard assessment at global level. *International Journal of Disaster Risk Reduction*.
- United Nations International Strategy for Disaster Reduction (UNISDR). 2013. Global Assessment Report for Disaster Risk Reduction, GAR2013. Geneva.
- United Nations International Strategy for Disaster Reduction (UNISDR). 2015. Global Assessment Report for Disaster Risk reduction, GAR2015. Geneva.
- Woo, G. 1999. *The Mathematics of Natural Catastrophes*, Imperial College Press.



Evaluación de desempeño sísmico utilizando la pérdida económica como medida de desempeño

Structural seismic performance evaluation using economic loss as a performance measure

Daniela Zuloaga Romero^{1*}, Jeff Budiman¹, J. Jay Shen²

¹ M.Sc., Illinois Institute of Technology, Chicago, Estados Unidos

² Profesor Asociado, Departamento de Ingeniería Civil, Arquitectural y Ambiental, Illinois Institute of Technology, Chicago, Estados Unidos

³ Profesor Asociado, Departamento de Ingeniería Civil, de Construcción y Ambiental, Iowa State University, Ames, Estados Unidos

RESUMEN

La evaluación de desempeño de estructuras ante la amenaza sísmica se ha basado hasta ahora en el cálculo de desplazamientos máximos, derivas de entrepiso, patrones de deformación, ductilidad y otros parámetros; en este trabajo se busca ir más allá y utilizar una estimación de pérdida económica como medida de desempeño estructural. Para el ejemplo de este estudio se diseñó un edificio en acero de media altura en la ciudad de Bogotá de acuerdo a las provisiones de los reglamentos de construcción vigentes en Colombia (NSR-10) y en los Estados Unidos (ASCE7-10, AISC-341) mediante un análisis espectral modal, seguido de un análisis dinámico incremental para determinar la curva de capacidad de la estructura. El análisis de capacidad a su vez fue utilizado para determinar estados de daño y calcular curvas de fragilidad. Finalmente, a cada estado de daño se le asignó un valor de pérdida relativo que fuera representativo del mismo, para después poder calcular la relación media de daño, en términos de pérdida económica relativa al valor total de reposición, como función del desplazamiento espectral. El resultado final se expresa en términos de una función continua específica para la estructura que relaciona el desplazamiento espectral con la pérdida económica relativa (razón media de daño), denominada función de vulnerabilidad. De este trabajo se deriva que es posible establecer una metodología de diseño basado en desempeño en la cual el objetivo de desempeño se define en términos de un nivel de pérdida económica aceptada en lugar de desplazamientos o niveles de ductilidad, entre otros.

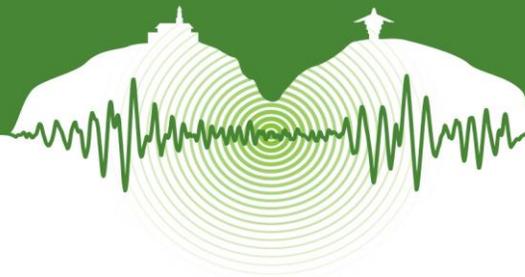
Palabras clave: Evaluación de desempeño, evaluación de pérdidas económicas, vulnerabilidad sísmica, diseño basado en riesgo.

ABSTRACT

Seismic performance evaluation of structures has until now been based on evaluation of maximum displacements, interstory drifts, deformation patterns, ductility and other parameters; this work aims to go one step further and use an estimation of economic loss as a structural performance measure. For this study a steel mid-rise structure assumed to be located in Bogotá, Colombia, was designed according to the Colombian (NSR-10) and American (ASCE7-10, AISC-341) earthquake resistant building code provisions using modal spectral analysis, followed by an Incremental Dynamic Analysis procedure to evaluate the capacity curve of the building. The capacity analysis was then used to determine damage states and compute fragility curves. Finally, relative economic loss indexes were assigned to represent each designated damage state, in order to be able to compute the mean damage ratio, in terms of economic loss relative to the total replacement cost, as a function of spectral displacement. The final result is expressed in terms of a continuous function specific to the structure which relates spectral displacement to relative economic loss (mean damage ratio) called a vulnerability function. From this work it follows that a performance-based design methodology can be established where the performance objective is set in terms of an accepted relative economic loss instead of displacement or ductility measures, among others.

Keywords: performance evaluation, economic loss assessment, seismic vulnerability, risk-based design.

* zulo_dani@hotmail.com



1 INTRODUCCIÓN

Una de las ramas de la ingeniería que recientemente ha ganado creciente importancia es la del estudio del riesgo, la cual se refiere a evaluar el nivel del riesgo de la infraestructura de una comunidad frente a amenazas naturales como terremotos, deslizamientos, huracanes u otros. Este es un campo amplio que se compone de diferentes enfoques de la ingeniería incluyendo la modelación de la amenaza (ingeniería sísmica, geotécnica o ambiental según sea el caso), la caracterización y modelación de los elementos en riesgo (ingeniería estructural), y la integración de todos los componentes para finalmente convertirlo en riesgo. Este trabajo se enfoca en lo que se llamará como el módulo de vulnerabilidad, el cual tiene que ver con el análisis estructural de edificios y con la metodología para expresar los resultados en un formato compatible con las metodologías de análisis de riesgo actuales.

Las prácticas actuales de diseño estructural tienen dos enfoques diferentes: diseño usando los códigos de construcción y diseño basado en desempeño. Este último es la alternativa hacia la cual la ingeniería se ha estado moviendo dadas las ventajas que proporciona en términos de la confiabilidad que brinda a los resultados finales, así como por su flexibilidad. El diseño basado en desempeño busca un diseño que cumpla con unos objetivos de desempeño predefinidos, en términos de estados de daño de la estructura. Este estudio busca llevar al diseño por desempeño al siguiente nivel al definir el riesgo económico como la medida de desempeño a evaluar. Para lograr esto se utilizó la metodología de evaluación de riesgo que es aplicada a nivel mundial por la comunidad del manejo del riesgo, en la cual se usan funciones de vulnerabilidad en lugar de usar curvas de fragilidad, para cuantificar las pérdidas económicas directas.

La metodología propuesta fue aplicada como ejercicio a un edificio hipotético con las siguientes características: edificio de uso residencial de seis pisos en acero estructural localizado en la ciudad de Bogotá. Para el ejercicio se diseñó el edificio siguiendo las prácticas de los códigos de construcción, después se evaluó el desempeño de la estructura por medio de análisis dinámicos contra el tiempo y el método de Capacidad-Espectro de la ATC-40, para finalmente obtener un valor de pérdida económica relativa al valor total de reposición del edificio.

2 METODOLOGÍA

El procedimiento general que se siguió en este estudio se resume de la siguiente manera: primero se determinó el nivel de amenaza sísmica en el sitio de interés, después se diseñó la estructura de acuerdo a las provisiones de las normas de construcción sismo-resistente, se realizó un análisis no lineal para determinar el comportamiento esperado de la estructura, y finalmente se calculó la pérdida económica esperada. La Figura 1 presenta un diagrama de flujo con el procedimiento seguido en este estudio.

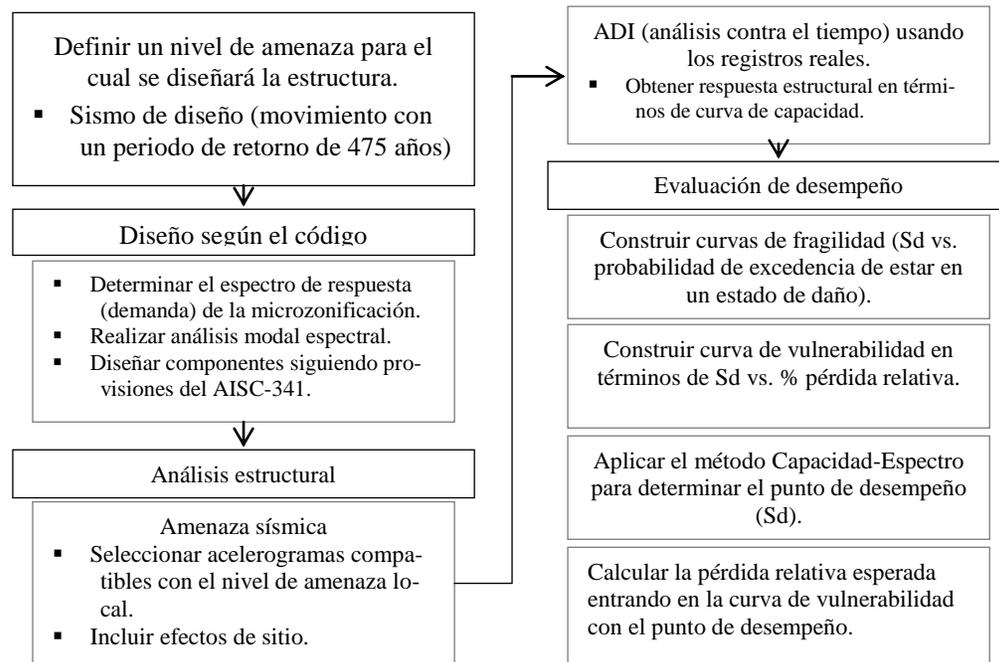
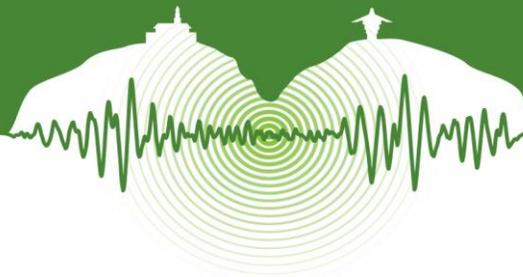


Figura 1: Procedimiento utilizado.



2.1 Amenaza sísmica

Colombia cuenta con un estudio probabilista de amenaza sísmica (llamado PSHA por sus siglas en inglés) a nivel nacional el cual fue utilizado como base para la actualización de la Norma Colombiana Sismo Resistente-10 (NSR-10); los resultados de este modelo fueron utilizados para obtener la amenaza en roca detallada y desagregada para Bogotá y así poder aplicar la metodología elegida de selección de señales a ser usadas más adelante en el análisis dinámico no lineal contra el tiempo. Aparte de esto, la microzonificación sísmica de la ciudad también fue utilizada tanto para obtener el espectro elástico de diseño y poder diseñar la estructura con él, como para modificar los acelerogramas en roca reales seleccionados y así obtener acelerogramas en superficie a ser utilizados en los análisis dinámicos.

2.1.1 Selección de señales

Para poder realizar un análisis estructural dinámico contra el tiempo se requiere usar acelerogramas para meterlos como movimiento de entrada a la estructura. Ahora bien, ¿qué acelerogramas se deben usar? Esta pregunta no es fácil de responder, ya que tampoco es fácil definir qué es un movimiento fuerte o qué tan fuerte se debería usar. Por ende, la selección de un movimiento de diseño se complica dado que si se quiere usar un solo registro, los parámetros como la amplitud, el contenido frecuencial, la duración y el mecanismo de la falla que lo originó varían de registro en registro. Actualmente existen varias recomendaciones para la selección y escalamiento de señales que sean apropiadas y reflejen correctamente el ambiente sísmico en estudio.

Para este caso se utilizó la metodología propuesta inicialmente por McGuire (1995) y discutido en detalle por Bommer (2000). Es importante mencionar que se debe tener cuidado con este proceso ya que aplica únicamente para sitios donde la amenaza está controlada por una sola fuente; como se verá más adelante, este es el caso de Bogotá, razón por la cual esta metodología es adecuada. A grandes rasgos, consiste en usar los resultados del PSHA desagregados en distancia y magnitud, y resolver simultáneamente las relaciones de atenuación para el nivel deseado de intensidad, y obtener una pareja de magnitud y distancia (par M-D) único para cada periodo de retorno que es consistente para todos los periodos estructurales. Esta pareja M-D es usada como criterio para la búsqueda y selección de registros, junto con los siguientes criterios adicionales: que el mecanismo del registro sea igual al de la falla que controla la amenaza en el sitio y que el instrumento esté posicionado en roca y en campo libre.

El procedimiento en sí se puede entender mejor si se hace el siguiente ejercicio: se obtiene el valor de PGA a partir del PSHA (para el periodo de retorno seleccionado), y este es usado para invertir la relación de atenuación y obtener diferentes valores de distancia correspondientes a diferentes valores de magnitud, y estos pares de distancia y magnitud se grafican en el espacio M-D. Adicionalmente se incluyen en la gráfica los límites físicos (distancia al punto de interés) y la capacidad sismogénica (magnitud máxima) de la fuente, y estos representan los límites de la curva. Esta curva resultante representa todos los escenarios físicamente posibles que son consistentes con ese valor de PGA; también se puede ver de la siguiente manera, un evento con magnitud pequeña pero a una distancia corta y un evento con magnitud grande pero a una distancia larga pueden generar el mismo valor de PGA. Esto hace entonces para todos los demás periodos estructurales, y para cada uno se tendrá una curva. Todas estas curvas se superponen en la misma gráfica y se determina un punto en el cual todas se intersectan. Este punto corresponde a una pareja única de M-D que se adecua a todas las medidas de intensidad para ese periodo de retorno, y es por esto que se vuelve un criterio de selección ya que representa un escenario físicamente posible para el contexto local de amenaza.

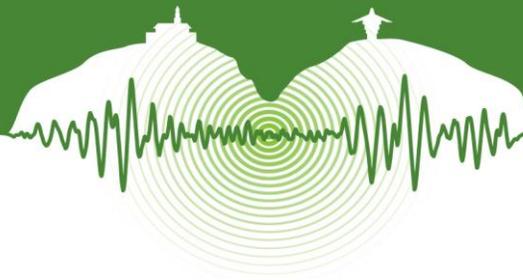
2.2 Diseño estructural

El edificio fue diseñado con el método modal espectral siguiendo los códigos de construcción sismorresistente de Colombia (NSR-10) y Estados Unidos (ASCE 7-10).

2.3 Análisis dinámico incremental

Para evaluar el comportamiento de la estructura se ha utilizado el método del análisis dinámico incremental (ADI), el cual permite evaluar más rigurosamente la estructura y obtener una curva de capacidad. Este es un método que se ha expandido recientemente como una manera de evaluar el comportamiento estructural con mayor detalle. Este se puede entender como el siguiente paso después del análisis dinámico no lineal; mientras que en este último se evalúa la respuesta de la estructura frente a la demanda de una o varias señales, en el ADI la estructura es sometida a una o varias señales, cada una de ellas escaladas a diferentes valores, de manera que se obtiene el rango completo de comportamiento, desde lo elástico, lo inelástico y hasta el colapso. Este proceso resulta en la curva de capacidad de la estructura, y por esta razón el paso del análisis contra el tiempo al ADI es paralelo al paso del análisis estático al análisis de *pushover*. La agencia federal de manejo de emergencias de Estados Unidos (FEMA) ha incluido este procedimiento como parte de las recomendaciones FEMA-350 (FEMA, 2000) para determinar la estabilidad global de una estructura.

El procedimiento detallado se describe a continuación:



1. Se deben seleccionar un set de acelerogramas reales que sean consistentes la amenaza local usando. En este caso se siguió el procedimiento de Bommer (2000) para este fin.
2. Se toma un registro acelerográfico y se usa como entrada en un análisis elástico contra el tiempo del edificio. A partir de los resultados del análisis se determina un factor de escalamiento para el registro que cause el primer signo de inelasticidad en la estructura.
3. Se le aplica el factor de escalamiento al registro y se vuelve a someter a la estructura a este. Se determina el valor de aceleración, S_a , (o cualquier otra medida de intensidad) y deriva de piso máxima, Δ , (o cualquier otra variable que mida el nivel de daño) y este punto se grafica.
4. Se incrementa el factor de escalamiento y se le aplica a la señal. Dado que ya se llegó al punto donde inicia el comportamiento inelástico, se hace un análisis no lineal contra el tiempo. Nuevamente se registra la intensidad y nivel de daño correspondiente, y se añade este punto a la gráfica.
5. Se repite el paso (4) aumentando el factor de escalamiento hasta que la pendiente entre puntos consecutivos sea menor al 20% de la pendiente elástica.
6. Una vez se tienen graficados todos los puntos estos representan la curva de capacidad.

El resultado final que se obtuvo de seguir esta metodología es la curva de capacidad del edificio.

2.4 Curvas de fragilidad

Hazus es la metodología de la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA) para la estimación de pérdidas causadas por desastres (FEMA, s.f). En Hazus el objetivo es determinar la probabilidad de que el edificio esté en un estado de daño determinado, y se hace en tres pasos: (1) se determina la respuesta máxima de la estructura, (2) se determina la probabilidad de estar o exceder cierto estado de daño y (3) se determina la probabilidad de estar exactamente en un estado de daño. Para el primer paso se requieren el espectro de demanda y la curva de capacidad de la estructura, mientras que para el segundo paso se usan curvas de fragilidad y para el último paso se combinan los resultados de (1) y (2) para obtener probabilidades discretas.

Las curvas de fragilidad representan la probabilidad de que la estructura esté en un estado de daño determinado para un nivel de demanda dado. Estados de daño son categorías discretas que representan la magnitud del daño en un edificio, y se definen en cinco categorías: Nulo, Leve, Moderado, Severo y Completo. Cada estado de daño está asociado con un nivel umbral del parámetro elegido para medir la demanda (en este caso se utilizó el desplazamiento espectral) a partir del cual se entra en dicho estado. En consecuencia, el estado de daño (DS) se trata como una variable aleatoria que sigue una distribución de probabilidad lognormal, la cual se caracteriza mediante los siguientes parámetros:

$$v = \sqrt{\ln(1 + \delta^2)} \quad (1)$$

$$\lambda = \ln(\mu) - 0.5v^2 \quad (2)$$

$$median = e^\lambda \quad (3)$$

Donde la mediana se toma como el valor umbral para el DS. Esta representación probabilista permite que las curvas de fragilidad se expresen a través de funciones de probabilidad acumulativas, resultando en curvas separadas para cada DS (FEMA, s.f). La función de probabilidad acumulada representa la probabilidad de estar o exceder cada estado particular, y se describe de la siguiente manera:

$$P(DS \geq ds | S_d) = \Phi \left[\frac{1}{v} \cdot \ln \left(\frac{S_d}{med_{s_d}} \right) \right] \quad (4)$$

donde v es la desviación estándar del logaritmo natural de S_d para el estado de daño DS , med_{s_d} representa el valor de la mediana de S_d para el estado de daño DS (el límite seleccionado), y $\Phi(\cdot)$ es la función norma estándar acumulativa. Las curvas de fragilidad resultantes se muestran en la Figura 2.

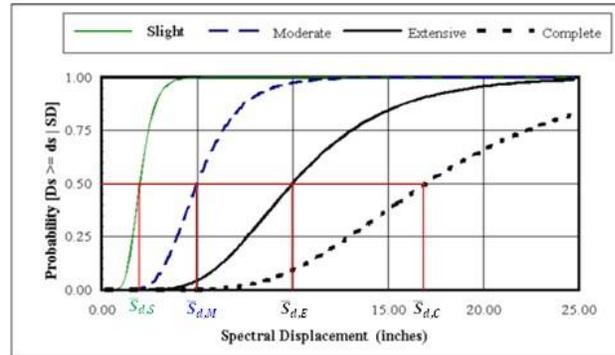


Figura 2: Ejemplo de curvas de fragilidad (FEMA, s.f).

Barbat et al. (s.f) propone el uso de los siguientes valores de desplazamiento espectral a ser utilizados como los límites entre diferentes estados de daño:

$$Sd_1 = 0.7Sd_y \quad (5)$$

$$Sd_2 = Sd_y \quad (6)$$

$$Sd_3 = Sd_y + 0.25(Sd_u - Sd_y) \quad (7)$$

$$Sd_4 = Sd_u \quad (8)$$

Finalmente, para calcular las probabilidades discretas de estar en cada DS, se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$p_{None} = 1 - p_{f, None} \quad (9)$$

$$p_S = p_{f, N} - p_{f, S} \quad (10)$$

$$p_M = p_{f, S} - p_{f, M} \quad (11)$$

$$p_E = p_{f, M} - p_{f, E} \quad (12)$$

$$p_C = p_{f, E} - p_{f, C} \quad (13)$$

donde $p_{f,i}$ es la probabilidad de excedencia para cada DS obtenido de las curvas de fragilidad, y p_i es la probabilidad de estar en cada DS. Estas probabilidades se tabulan en lo que se llama una matriz de daño.

2.5 Curva de vulnerabilidad

Dado que el objetivo es obtener el daño de la estructura en términos monetarios, las curvas de fragilidad por si solas no son suficientes. Para lograr esto se siguió el procedimiento propuesto por Ordaz (2008), Barbat et al. (s.f) y CIMNE et al. (2013), en el cual a cada DS se le asigna un valor de pérdida económica relativa representativa de ese DS, que actúa como un peso y sirve para calcular un índice medio de daño aplicando una ponderación. Esto se representa por medio de la siguiente ecuación:

$$E(RL|Sd) = \sum_{i=0}^N RL_i \cdot P(DS_i|Sd) \quad (14)$$

donde RL es la pérdida relativa asignada a cada DS. Este procedimiento permite expresar el daño de un edificio en términos cuantitativos económicos. La siguiente figura resume este proceso.

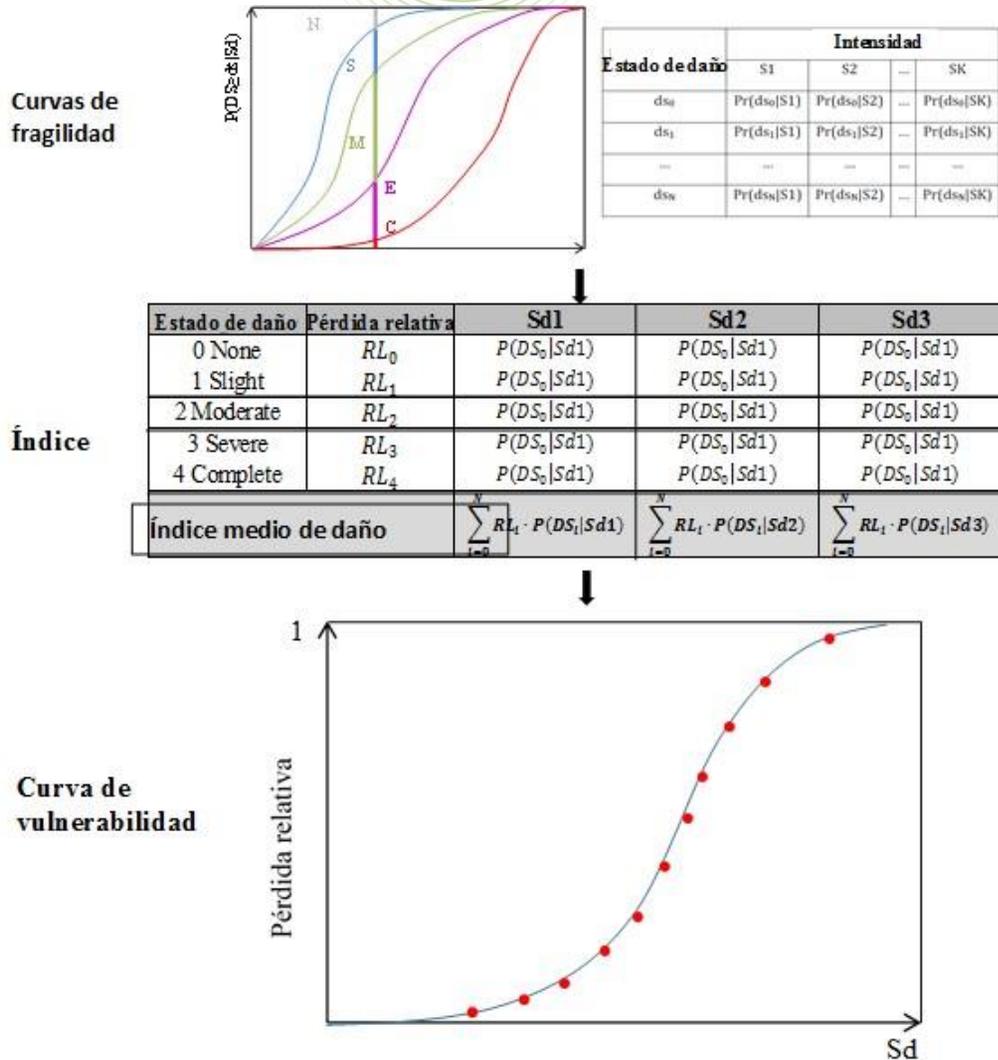


Figura 3: Procedimiento para calcular curvas de vulnerabilidad

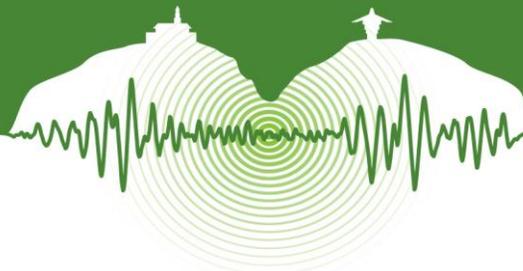
2.6 Evaluación de desempeño – método de Capacidad-Espectro

Una vez se obtiene la curva de capacidad se utiliza el método de Capacidad-Espectro descrito en el ATC-40 (ATC, 1996) para determinar la demanda en la estructura para un nivel de amenaza dado. Requiere de la curva de capacidad de la estructura y el espectro de demanda, y consiste en graficar estas dos curvas simultáneamente para encontrar la demanda, en términos de desplazamiento espectral, a la que estará sujeta la estructura. Para esto las curvas deben ser transformadas al mismo dominio que debe ser desplazamiento espectral en el eje x contra aceleración espectral en el eje y .

La curva de capacidad que normalmente se expresa en desplazamiento de la cubierta contra cortante basal se puede transformar a los ejes deseados por medio de las siguientes ecuaciones:

$$S_{ai} = \frac{V_i/W}{\alpha_1} \quad (15)$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{roof}}{PF_i \cdot \phi_{1,roof}} \quad (16)$$



donde α_1 es el coeficiente modal de masa para el primer modo, PF_i es el factor de participación para el primer modo y $\phi_{1,roof}$ es la amplitud en la cubierta para el primer modo. De forma similar, el espectro de demanda se puede transformar usando la siguiente ecuación:

$$S_d = \frac{S_a}{\omega^2} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (17)$$

Adicionalmente, dado que la curva de capacidad incluye comportamiento inelástico, el espectro de demanda debería también considerar esto; considerando que la demanda y la capacidad dependen mutuamente del otro (cuando la estructura llega y sobrepasa el punto de inelasticidad el periodo se alarga y el amortiguamiento aumenta, reduciendo así la demanda) el espectro debe reducirse basado en la curva de capacidad. El procedimiento usa factores de reducción que son función del amortiguamiento efectivo resultante después de ser sometido a ciclos histeréticos, lo cual a su vez es función del amortiguamiento viscoso e histerético. La ecuación 18 muestra el amortiguamiento equivalente.

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 5 \quad (18)$$

donde β_0 es el amortiguamiento histerético y el 5 representa el 5% de amortiguamiento viscoso. El amortiguamiento histerético depende de la energía disipada y la energía máxima de deformación determinadas a partir de un ciclo histerético; se asume que un ciclo es en forma de paralelogramo definido por los puntos de fluencia y últimos correspondientes a la capacidad de la estructura. Esto se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$\beta_0 = \frac{63.7 \cdot (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (19)$$

donde a_y y d_y son la aceleración espectral y el desplazamiento espectral en el punto de fluencia, y a_{ni} y d_{ni} son la aceleración espectral y el desplazamiento espectral en el punto último. Sin embargo, el paralelogramo es una idealización, por lo que es necesario corregir esta aproximación; esto se hace por medio del factor k . El amortiguamiento efectivo final es:

$$\beta_{eff} = \kappa \beta_0 + 5 \quad (20)$$

El ATC-40 define el factor k dependiendo del comportamiento estructural (ver ATC (1996)). Finalmente se calculan los factores de reducción (con las siguientes ecuaciones) a ser utilizados en las distintas partes del espectro como se ve en la Figura 4.

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} \begin{matrix} 0.33 \text{ for Type A} \\ \geq 0.44 \text{ for Type B} \\ 0.56 \text{ for Type C} \end{matrix} \quad (21)$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} \begin{matrix} 0.5 \text{ for Type A} \\ \geq 0.56 \text{ for Type B} \\ 0.67 \text{ for Type C} \end{matrix} \quad (22)$$

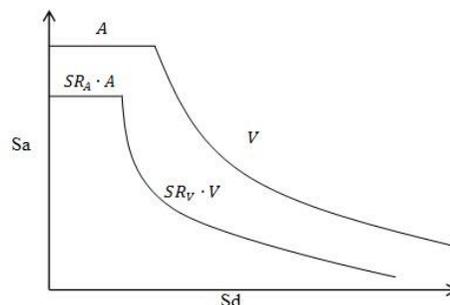
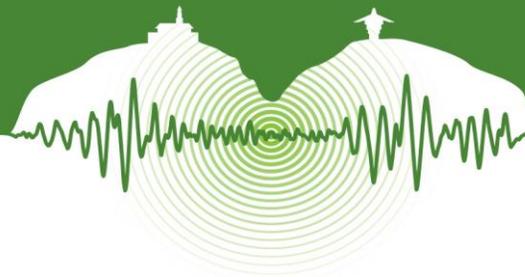


Figura 4: Reducción del espectro elástico de diseño (ATC, 1996).



Una vez se tienen ambas curvas en el mismo dominio, se grafican juntas y se determina el punto de intersección; este punto es llamado punto de desempeño. El procedimiento general se resume en la siguiente figura.

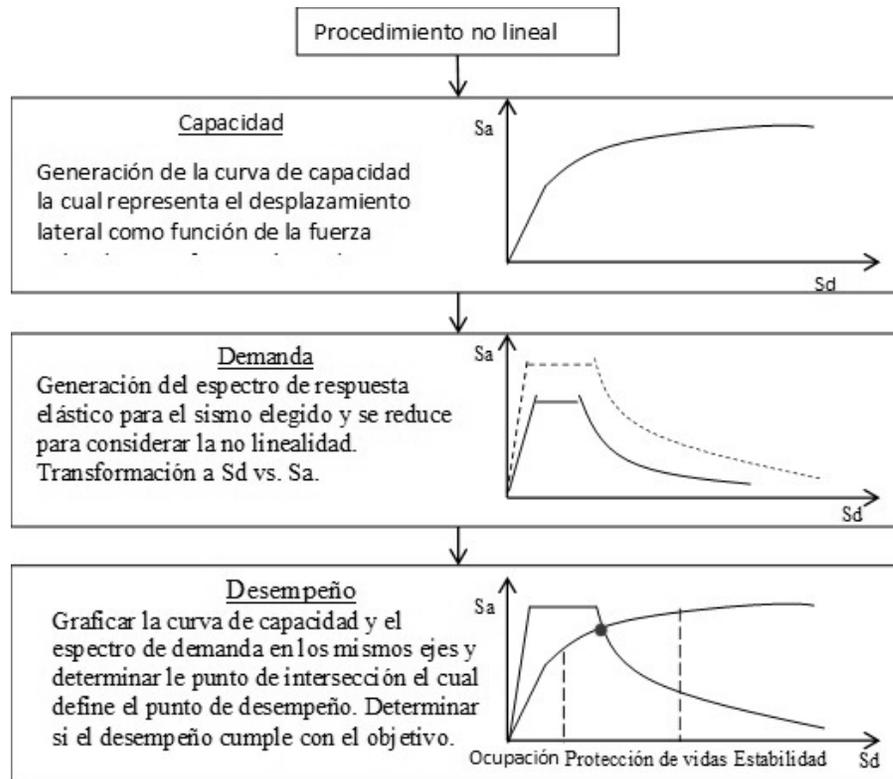


Figura 5: Procedimiento propuesto por ATC-40 (ATC, 1996).

Una vez se tiene el punto de desempeño, este es utilizado para entrar a la curva de vulnerabilidad y poder determinar la pérdida relativa, que es la medida de desempeño elegida.

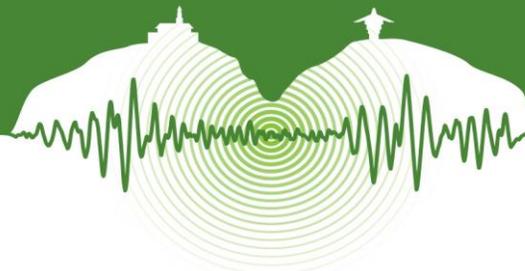
El diseño basado en desempeño consiste en aplicar principios basados en la evaluación del desempeño para mejorar la estructura y así obtener resultados más confiables y un mejor comportamiento en general. Hasta ahora la mayoría de esfuerzos se concentran en utilizar variables de medición de daños como la deriva máxima de piso, cortante basal, rotación en los nodos, deriva de la cubierta, entre otros, mientras que para las medidas de intensidad se pueden usar el PGA, PGV o aceleración espectral, entre otras (Vamvatsikos & Cornell, 2002). El reporte ATC-40 (ATC, 1996) habla en detalle de los objetivos de desempeño utilizados normalmente. Sin embargo, como se discutió aquí, en este estudio se quiere utilizar otra medida de desempeño usando la pérdida económica.

3 EVALUACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA

Dado que se realizaron análisis modal espectral y dinámico contra el tiempo, primero fue necesario caracterizar el nivel de amenaza en el sitio de interés. Para el primer análisis se requiere el espectro de respuesta de diseño para la ciudad de Bogotá, mientras que para el segundo se requieren registros acelerográficos reales. En esta sección se muestran los resultados de esta evaluación de amenaza.

3.1 Contexto local

La ciudad de Bogotá está localizada en la cordillera oriental de Colombia, la cual está flanqueada al este por el sistema de fallas Frontal; el segmento central de este sistema corre muy cerca de Bogotá y es por esto que es la fuente sismogénica que controla la



amenaza en la ciudad. Como se mencionó anteriormente existe un modelo probabilista de amenaza sísmica para el país, del cual se extrajeron los resultados específicos para la ciudad, como se muestra a continuación.

Como primera medida para caracterizar la amenaza en la ciudad se obtuvieron las curvas de amenaza para diferentes periodos estructurales, desagregadas por fuente, para así determinar qué fuente(s) predominan. Estas curvas se muestran en la Figura 6.

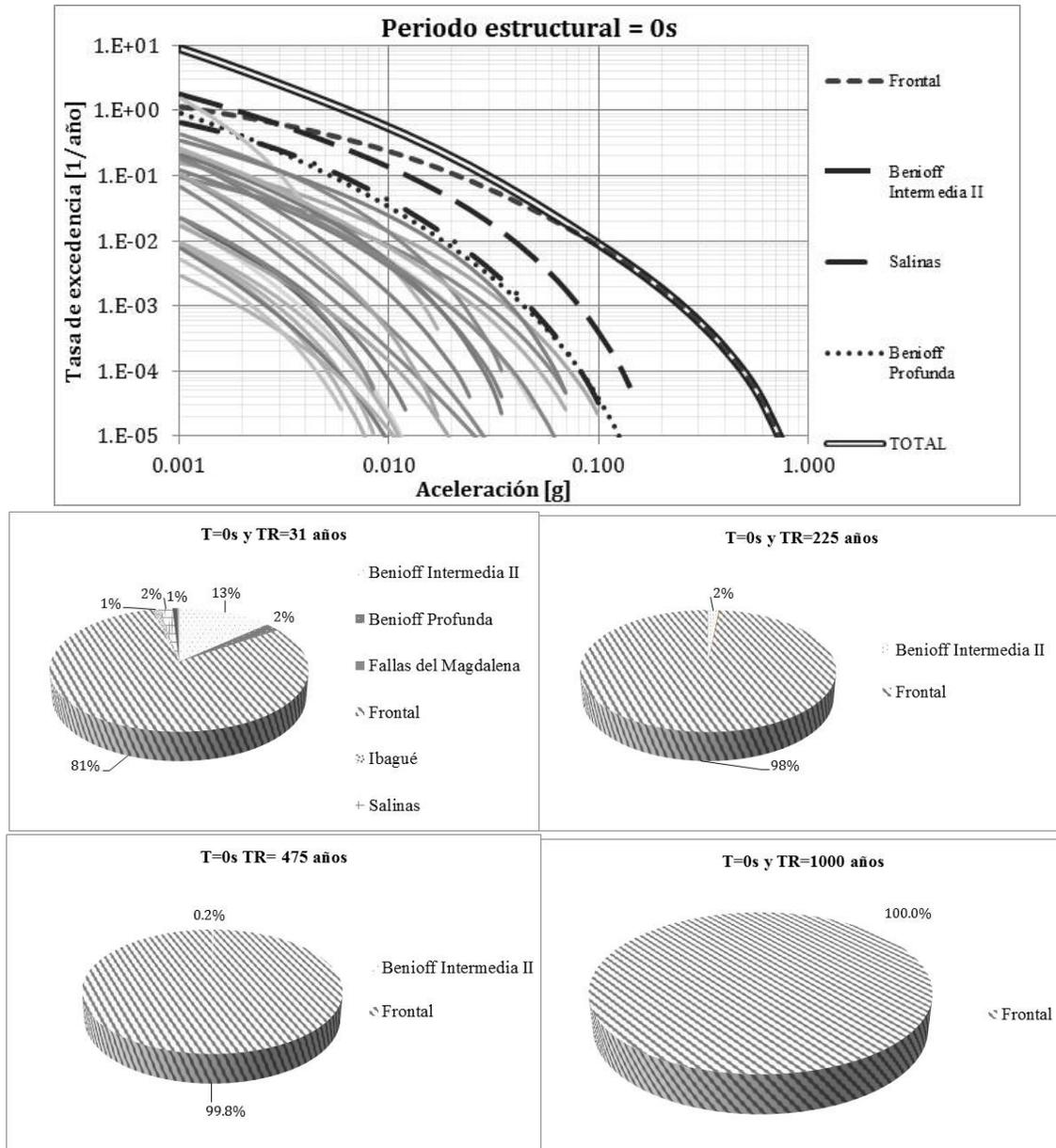
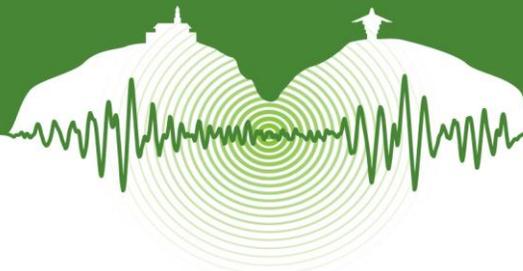


Figura 6: Curva de amenaza para un periodo estructural de 0 segundos, y participación relativa de las fuentes para un periodo estructural de 0 segundos y varios periodos de retorno.

De la figura anterior se puede ver que para PGA (periodo=0s) la fuente que contribuye en gran parte a la amenaza total es la fuente Frontal. La curva de amenaza muestra cómo para aceleraciones pequeñas esta fuente contribuye la mayoría de la amenaza y para aceleraciones grandes representa la totalidad de la amenaza. Asimismo, las gráficas muestran que para periodos de retorno cortos y largos la fuente que controla es la Frontal. Este mismo análisis se realizó para periodos estructurales de 0.15 segundos y 1



segundo (representando un periodo corto y uno largo) y se encontró que la fuente Frontal sigue controlando, razón por la cual se puede concluir que la amenaza en Bogotá está controlada casi exclusivamente por una fuente.

3.2 Espectro elástico de diseño

Por otro lado, se sabe que la amenaza en roca no es suficiente para caracterizar el verdadero nivel de amenaza de un lugar ya que los depósitos de suelos pueden tener gran variabilidad y esto causa que en algunos casos el nivel de amenaza aumente. Por esta razón también se incluyó la microzonificación de la ciudad de Bogotá. Para el ejercicio se asumió que el edificio sería construido en un suelo alluvial-200, para el cual el espectro elástico de diseño es el que se muestra en la Figura 7, y es el que se utilizará para el método de Capacidad-Espectro más adelante.

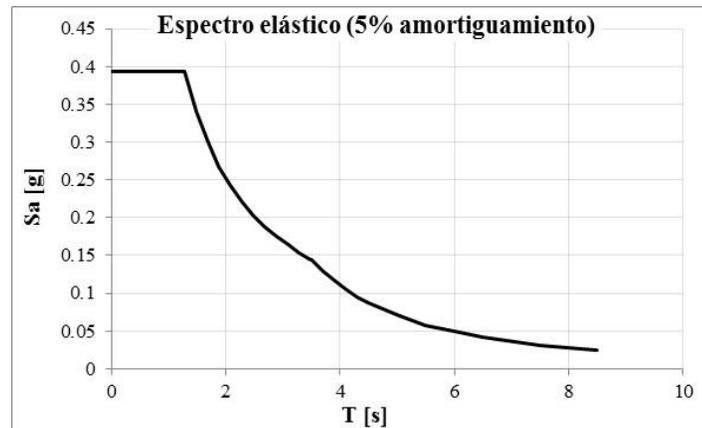


Figura 7: Espectro elástico de diseño para suelo alluvial-200.

3.3 Selección de señales

Como se mencionó anteriormente, también se usará un grupo de registros reales de terremotos para el ADI; la metodología de Bommer (2000) fue aplicada usando ordenadas espectrales desde 0 segundos hasta 4 segundos, y la relación de atenuación de Gallego (2000). La Figura 8 muestra la gráfica de magnitud-distancia para un periodo de retorno de 475 años.

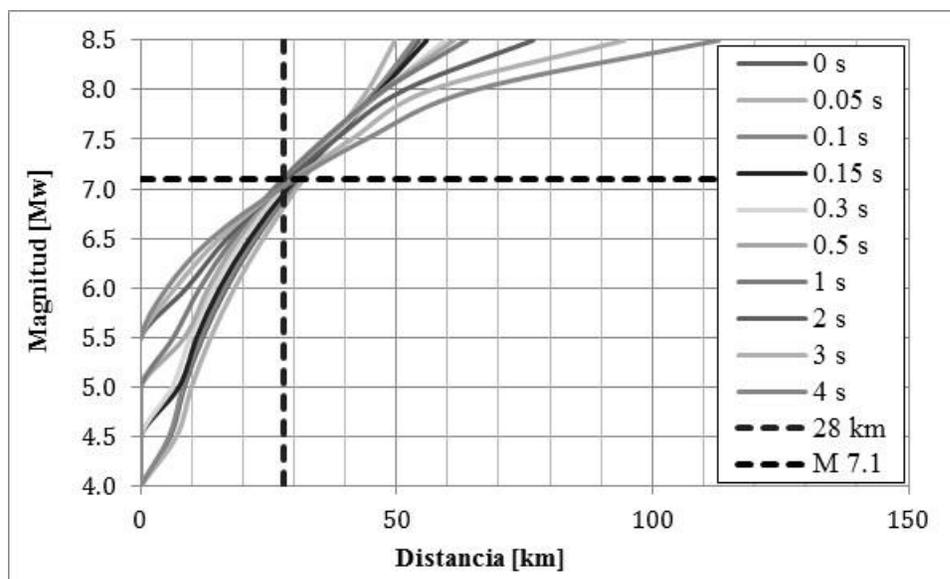
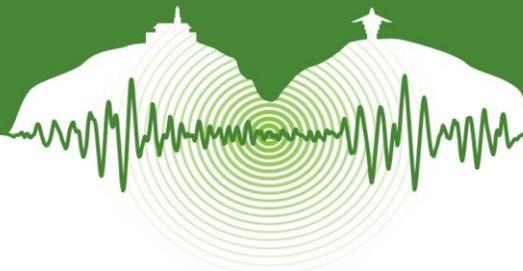


Figura 8: Gráfica M-D para un periodo de retorno de 475 años.



Como se puede ver en la figura anterior la metodología funciona muy bien para Bogotá, reflejado en la clara intersección de todas las curvas en un solo punto. De aquí se determina que el par M-D para un periodo de retorno de 475 años corresponde a ($M_w=7.1$, $D=28\text{km}$), y es con este criterio que se efectuó la búsqueda de registros adicional a los siguientes criterios: instrumento esté en campo libre y en roca, y que el mecanismo del evento corresponda con el mecanismo de la fuente que controla la amenaza para Bogotá (Frontal), inversa. En total se encontraron seis registros que cumplieran las condiciones, pero por limitaciones de tiempo para este estudio únicamente se utilizaron tres (que es el mínimo número de registros que se recomienda usar según ASCE 7-10, NSR-10 y FEMA-350 (ASCE, 2010; MAVDT, 2010; FEMA, 2000)). La Tabla 1 muestra el resumen de las tres señales utilizadas.

Tabla 1: Resumen de los acelerogramas reales consistentes con la amenaza para un periodo de retorno de 475 años

ID evento	Nombre evento	Fecha	Mw	Distancia hipocentral [km]	Mecanismo	Fuente
NGA 830	Cape Mendocino	04/25/92	7.01	37.5	Inverso	PEER
NGA 801	Loma Prieta	10/18/89	6.93	26.66	Inverso	PEER
COSMOS 1	Loma Prieta	10/18/89	6.93	39.57	Inverso	COSMOS

Es importante notar que cada evento consiste de un par de registros en direcciones ortogonales. Adicionalmente, estos registros son a nivel de roca y por lo tanto para considerar los efectos de sitio estas señales fueron procesadas a través de un perfil de suelo que fue asumido basado en información de perforaciones realizadas en el área correspondiente a este tipo de suelo que se hicieron en el proceso del desarrollo de la microzonificación. Para esto se utilizó el programa para computador Seismic Motion Analyst (Bernal, 2013) el cual aplica análisis dinámico a la señal en roca mientras pasa por la columna de suelo y resulta en la señal modificada a nivel de superficie.

4 DISEÑO ESTRUCTURAL

Esta sección presenta la configuración y diseño del edificio de ejemplo. La configuración corresponde a un edificio sencillo dado que el objetivo del estudio no es el diseño en sí sino evaluar la metodología completa.

4.1 Generalidades

Se asume que el edificio es de uso residencial (categoría de ocupación I) de seis pisos, y la planta del edificio es rectangular, sin ningún tipo de irregularidades. El sistema estructural de resistencia de cargas laterales corresponde a pórticos en acero arriostrados concéntricamente (PAC) en las dos direcciones. Los arriostramientos están en el perímetro del edificio y en una sola luz. La Figura 9 muestra los planos en planta y en altura del edificio.

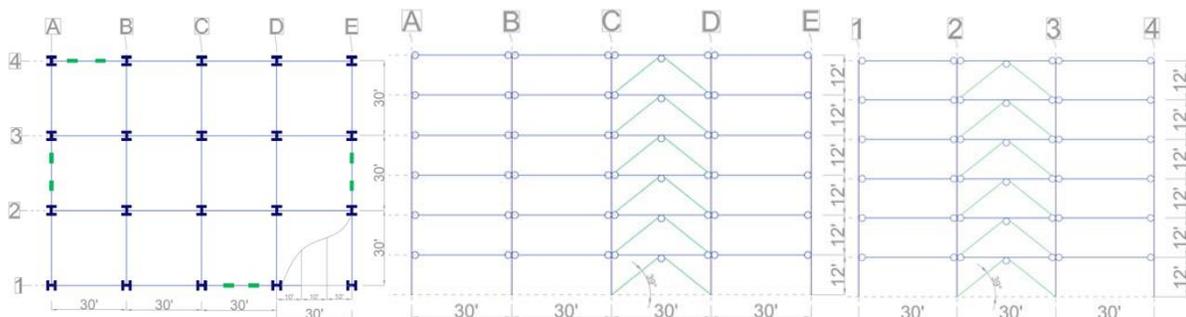


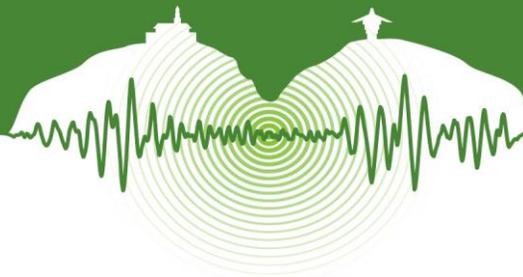
Figura 9: Edificio en planta y en altura.

4.2 Análisis modal espectral

Para el diseño de los componentes de la estructura se utilizó el método modal espectral usando el programa SAP2000 (Computers and Structures, 2009). Para esto se usó el espectro elástico de diseño de la microzonificación como entrada, considerando efectos ortogonales creando dos combinaciones de carga: (1) 100% del espectro se aplicó en la dirección x , y el 30% en la dirección y , y (2) 100% en la dirección y y 30% en la dirección x .

4.2.1 Diseño de diagonales

Para el diseño de las diagonales se siguió el documento AISC-341; las secciones finales se muestran en la Tabla 2.



Anclajes para elementos no estructurales: Caso de estudio en los laboratorios de estructuras de la UMNG

Anchors for nonstructural elements: Case study in structural laboratories at UMNG

Juan Felipe Vega Pérez¹ y Julián Carrillo²

¹ *Auxiliar de Investigación, Universidad Militar Nueva Granada, UMNG, Bogotá, Colombia*

² *Profesor Asociado, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Militar Nueva Granada, UMNG, Bogotá, Colombia*

RESUMEN

Los datos estadísticos publicados por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias de Estados Unidos, FEMA, muestran que gran parte de los daños económicos y causas de muerte durante los sismos se debe a las fallas de los elementos no estructurales que no están anclados o diseñados para resistir las fuerzas generadas por los movimientos sísmicos. Los Laboratorios de Estructuras de la Universidad Militar Nueva Granada, UMNG, cuentan con equipos y maquinaria que requieren tuberías y/o redes eléctricas y, por tanto, éstos deben sujetarse y/o anclarse para prevenir daños o pérdida de vidas durante un sismo. Para estimar la resistencia que deben tener los anclajes que soportarán las fuerzas sísmicas, es necesario tener en cuenta la masa, altura, ubicación en la estructura, aceleración del suelo y el espectro de aceleraciones de la zona donde se encuentra ubicado el elemento no estructural. En este artículo se presentan recomendaciones sobre el programa experimental mediante la utilización de diferentes elementos que permiten realizar los ensayos con los equipos y condiciones que se presentan en los laboratorios de ingeniería de la UMNG, para así determinar la resistencia y distribución óptima de los anclajes con respecto a su ubicación y la superficie vertical u horizontal donde se sujetan. Para evaluar la capacidad de los tres tipos de anclajes utilizados en el estudio (de camisa, de seguridad y mecánicos), el programa experimental incluyó ensayos de extracción de anclajes embebidos en 21 cilindros y 9 cubos de concreto según las especificaciones de la norma ACI 355.2-01. El programa experimental también incluye ensayos sobre 3 vigas para estimar el esfuerzo a tensión del concreto, según las especificaciones de la norma NTC 2871. Adicionalmente, para determinar el efecto de los anclajes sobre la estructura de concreto, se analizó la carga resistida y el desplazamiento experimental por los anclajes en el orificio de instalación y se evaluó el uso de diferentes epóxicos (Sikadur AnchorFix-2, Sikadur AnchorFix-4, Epcon g5) sobre el comportamiento de los anclajes. Se comparó el comportamiento obtenido en los ensayos con los valores nominales de resistencia de acero y concreto de acuerdo a las especificaciones de la norma ACI 349-01. Dentro del programa experimental se recomienda realizar los ensayos en probetas de concreto endurecido, debido a que éstos se instalarán en la estructura ya construida de los laboratorios. Asimismo, los anclajes se tuvieron en cuenta para la instalación de tuberías y redes hidráulicas. En el artículo se proponen recomendaciones para el estudio de anclajes usando pruebas a tensión en una máquina universal, por medio del diseño de acoples en acero y adaptaciones para lograr una lectura completa de esfuerzo y desplazamiento en los anclajes.

Palabras clave: Diseño de Anclajes, riesgo de daño sísmico, elementos no estructurales, desempeño sísmico.

ABSTRACT

The statistics data published by the Federal Emergency Management Agency shows that most of the economic damage and causes of death during earthquakes are due to failures of non-structural elements that are not attached or designed to resist the forces generated by earthquakes. The Structural Laboratories of the Nueva Granada Military University has equipment and machines that require pipes or electrical lines and, therefore, they must be attached and/or anchored to prevent any damage or deaths that may occur during an earthquake. To estimate the resistance of anchors that sustain the seismic forces, it is necessary to know the equipment's mass, height, location in the structure, ground acceleration, and the acceleration spectrum at the zone where the equipment is located. This paper presents the results of a study for reducing the risk of seismic damage in nonstructural elements located in the Structural Laboratories at UMNG, through the optimal distribution of anchors in terms of its location and the vertical or horizontal surface where they are attached. To evaluate the capacity of the three types of anchorages used in the study (sleeve, safety mechanical anchors), the experimental program comprises pull-out test of anchors embedded in 21 concrete cylinders and 9 concrete cubes according to the ACI 355.2-01 guideline. The experimental program also comprises three tests on beams for estimating the tensile strength of concrete according to the specifications of NTC 2871 standard. The anchors embedded in the concrete specimens were subjected to tensile and shear loads according to ASTM E 488 in order to verify the performance of concrete having the anchor installed. Test were essential to check the anchor's resistance depending not only on the



depth, diameter and location of drilling, but also on type, diameter and depth of the anchor. In addition, the sustained load and the displacements experimented by the anchor in the drilling hole were analyzed and the effect of different epoxy mixtures (Sikadur AnchorFix-2, Sikadur AnchorFix-4, Epcon g5) on the performance of the anchors was assessed to find the effect of the anchors on the concrete structure. Behavior obtained in Tests was compared with the nominal values of resistance steel and concrete according to the standard ACI 349-01. All anchors were tested in hardened concrete specimens because they will be installed in the existing structure of the laboratories. Anchors were also considered for installing pipes and hydraulic lines. Recommendations for analysis and design of anchors using steel couplings to obtain stress and deformation data.

Keywords: Anchor design, seismic damage risk, non-structural element, seismic performance.

1. INTRODUCCIÓN

Desde finales de los años 70, el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente ha contribuido con aportes significativos a la ingeniería estructural de nuestro país. Por ejemplo, la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS, publicó en el año 1978 la traducción en español del documento ATC-3-06 (AIS, 2014). Este documento se convirtió en la primera normativa de este tema en español y sirvió no sólo para el desarrollo de la infraestructura del país, sino de todos los países latinoamericanos. Debido a los daños ocasionados por sismos en diferentes regiones del país y a la demanda de nueva infraestructura, la AIS, en asociación con la Sociedad Colombiana de Ingenieros, SCI, publicó a principios de los años 80 la primera norma sismo-resistente conocida como la Norma AIS-100-81. Esta norma, junto con la realización del Estudio General de Riesgo Sísmico de Colombia (AIS, 1983), marcaron las primeras pautas para la construcción sismo-resistente en Colombia.

La Norma AIS-100-81 evolucionó y se complementó con resultados y experiencias locales y de otros países, generando así, mediante el Decreto-ley 1400 de 1984, que se expidiera el Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes. Luego de una gran evolución, en 1998 se publicaron las Normas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98. Estas normas trataron de corregir las deficiencias que aún presentaban las publicaciones anteriores. En el año 2010 se realizó una nueva actualización de la norma sismo-resistente en Colombia, siendo la NSR-10 la normativa vigente para la construcción de estructuras sismo-resistentes (AIS, 2014). En general, el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo-Resistente ha experimentado diferentes cambios a partir de las experiencias de sismos anteriores y del avance en las necesidades de la infraestructura. Por tal motivo, en los últimos años se han presentado requisitos más exigentes para cumplir con los valores mínimos que hacen que una estructura se comporte adecuadamente en el momento de reaccionar ante las demandas de un sismo.

Es ampliamente conocido que las pérdidas humanas, físicas, y económicas durante un sismo están asociadas principalmente con elementos no estructurales. Por tanto, es necesario realizar estudios sobre el comportamiento de dichos elementos para sugerir soluciones prácticas que minimicen los riesgos de daños a personas o a la infraestructura, especialmente en sitios donde permanecen gran cantidad de personas, tales como hospitales, universidades, etc. Debido a que los Laboratorios del Área de Estructuras de la Universidad Militar Nueva Granada, UMNG, tienen muchos elementos de este tipo, deben plantearse soluciones para la instalación de los equipos existentes y los equipos que serán adquiridos en los próximos años.

Con base en la NSR-10 y también en algunas guías estadounidenses tales como FEMA E-74 (2011), en esta investigación se estudiará el desempeño sísmico de elementos no estructurales localizados en los Laboratorios del Área Estructuras de la Universidad Militar Nueva Granada. Estos laboratorios se encuentra en remodelación y actualización y, por tanto, se están instalando diferentes equipos y elementos que no hacen parte de la estructura. Además, las oficinas de esta área están compuestas por elementos como paneles, estanterías, muros divisorios y demás elementos de oficina que podrían no cumplir con los requerimientos reglamentarios para el anclaje de elementos no estructurales. Del mismo modo, es necesario realizar el estudio del estado de dichos elementos para determinar el tipo de anclaje que se debe instalar con el fin de minimizar los daños ocasionados en el caso de un sismo.

El programa experimental del estudio consiste en la realización de ensayos de extracción de anclajes embebidos en probetas de concreto endurecido utilizando diferentes elementos, mediante los cuales se pueden llevar a cabo las pruebas con los equipos con los que cuenta el Laboratorio de la UMNG. Además se incluyó en el programa experimental ensayos para la caracterización de concreto y variaciones en los parámetros de instalación de los anclajes para determinar cuál es el modo de instalación óptimo para su funcionamiento.



2. DAÑO EN ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

En el área de los Laboratorios de Ingeniería de la Universidad Militar Nueva Granada se encuentran gran variedad de elementos no estructurales que debido a sus características físicas como peso y altura, y a la importancia y el uso de este espacio por parte de docentes, funcionarios y estudiantes, deben ser asegurados a la estructura para prevenir pérdidas humanas, físicas y económicas al momento de presentarse un sismo. Debido a que este laboratorio tuvo remodelaciones y cuenta diferentes equipos nuevos, que a su vez necesitan de instalaciones hidráulicas y eléctricas es necesario realizar un estudio para asegurar también estos elementos. La adecuación de elementos no estructurales requiere un estudio detallado acerca de las características y materiales de los elementos que se van a intervenir, así como de los materiales con los que se realizarán las instalaciones (anclajes y reforzamientos). En algunos casos es necesario analizar y practicar pruebas de resistencia a cada uno de los elementos para determinar la opción que brinde seguridad a las personas que trabajan en el área de estudio. Dentro de los elementos no estructurales que deben diseñarse para cumplir con la NSR-10, se encuentran acabados y elementos arquitectónicos y decorativos, instalaciones hidráulicas y sanitarias, instalaciones eléctricas, instalaciones de gas, equipos mecánicos, estanterías, e instalaciones especiales. El daño de los elementos de los elementos no estructurales es causado principalmente de dos maneras (FEMA, 2011):

a) *Daño relacionado con la deriva de entrepiso de la estructura:* este daño ocurre en cualquier elemento que está forzado a experimentar la misma deformación a la que se encuentra sometida la estructura. Algunos elementos que sufren este tipo de daño son muros divisorios y demás muros conectados a dos o más pisos, escaleras y elementos de distribución de servicios como tuberías, etc.

b) *Daño relacionado con la vibración de los elementos:* este daño se presenta generalmente en los elementos no estructurales que responden a los movimientos vibratorios de la estructura, y de esta manera, se genera vibración interna, deslizamiento, o volcamiento. Algunos de los elementos que sufren este tipo de daño son equipos, muebles, estanterías y cualquier contenido suelto. Estos elementos sueltos suelen balancearse en el caso de estar colgados, y de esta manera, generan daños en otros elementos o fallas en el sistema colgante.

Para la instalación de elementos no estructurales se deben seguir dos posibles soluciones, las cuales buscan generar que se presente un mejor desempeño al momento de resistir una fuerza sísmica. En la sección A.9.4 de la NSR-10 se indican los dos tipos de soluciones (NSR-10, 2010):

a) *Separar los elementos de la estructura:* cuando se usa este tipo de solución, los elementos no estructurales se aíslan de la estructura con una separación suficiente para que ésta no afecte a los elementos al deformarse. Estos elementos deben ser capaces de soportar por sí mismos las fuerzas inerciales ejercidas cuando se presenta un sismo. Para brindar más seguridad a esta solución, es necesario dejar libre la separación entre los elementos no estructurales y la estructura, con el fin de que ningún elemento rigidice la unión. También deben diseñarse con atención los anclajes que unirán a los elementos con la estructura para que éstos puedan resistir y transferir a la estructura las fuerzas inducidas por el sismo.

b) *Disponer de elementos que admitan las deformaciones de la estructura:* En este caso debe disponerse de elementos no estructurales lo suficientemente flexibles para poder resistir deformaciones sin sufrir el daño que admite el grado de desempeño fijado al momento de diseñar estos elementos. Los grados de desempeño varían dependiendo del grupo de uso de la estructura en el que serán ubicados. El desempeño se divide en superior, bueno y bajo, según el daño que presenta el elemento no estructural al resistir fuerzas sísmicas.

Además, los elementos no estructurales pueden presentar varios tipos de movimiento en función de sus dimensiones y de la intensidad del sismo que ejerce fuerza sobre ellos. Cuando los elementos no están debidamente anclados, éstos pueden presentar un movimiento de balanceo, el cual puede originar deslizamiento, volcamiento, o una combinación de estos movimientos. En general, es teniendo en cuenta que los elementos no estructurales no están anclados a la estructura, los elementos no estructurales de tamaño y peso considerable pueden clasificarse en tres tipos dependiendo de su reacción durante un sismo; por ejemplo, pueden ser sensibles a la fuerza, sensibles al desplazamiento, o sensibles tanto a la fuerza como al desplazamiento. (Gujarat State Disaster Management Authority, 2012). En el caso de elementos no estructurales como tuberías, los movimientos que se presentan varían en función de la ubicación a lo largo de la estructura; por ejemplo, puede presentarse compresión y tensión a lo largo del elemento y esto hace que se consideren medidas diferentes para su anclaje. Una de estas medidas es dejar un conducto abierto alrededor de la tubería para que, al presentarse el sismo, la estructura se desplace sin afectar al elemento no estructural.

2.1. Factores clave para el diseño sísmico

Para calcular las fuerzas sísmicas que debe resistir un elemento se deben tener en cuenta las características del suelo sobre el que está construido y el movimiento que éste presenta cuando es sometido a fuerzas sísmicas, tales como los coeficientes de aceleración (A_n) y velocidad horizontal (A_v) para diseño. También debe conocerse la clasificación de los perfiles de suelo que se indican en la sección A.2.4.4 de la NSR-10 (2010), en donde se especifican los parámetros que se deben emplear en el diseño sísmico en función del tipo de material que se encuentra en los 30 metros superiores del perfil de suelo.

El presente artículo hace parte de las memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica organizado por la Universidad de los Andes y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, Mayo de 2015.



Para calcular las fuerzas sísmicas también es necesario determinar el coeficiente de importancia de la estructura, I_E , el cual depende del tipo de uso. Este factor varía entre 1.00 y 1.50, al igual que el factor de importancia, I_p , el cual depende de los requerimientos de los elementos, de la presencia de materiales peligrosos, de si están a la vista del público y de la categoría de ocupación de la estructura. Teniendo en cuenta que son varias las fuerzas que se presentan sobre los elementos y sus anclajes, el refuerzo y los ensayos deben realizarse conociendo las fuerzas de volcamiento y sujeción que son ejercidas por los elementos de amarre, pero sin incluir la fuerza de fricción ejercida por la gravedad (Bachman, 2007).

2.2. Fuerzas sísmicas

Las fuerzas sísmicas de diseño se evalúan para cada elemento en función de los tipos de diseño que se establecen por el numeral anterior (separar elementos de la estructura o disponer de elementos que admitan las deformaciones de la estructura). Esto se logra mediante la ecuación A.9.4-1 de la NSR-10, tal como se muestra en la ecuación 1.

$$F_p = \frac{\alpha_x a_p}{R_p} g M_p \geq \frac{A_a l}{z} g M_p \quad (1)$$

dónde M_p es la masa del elemento y α_x es la aceleración en el punto de soporte del elemento; es decir, es la aceleración horizontal que ocurre en el punto donde el elemento no estructural está soportado. Esta aceleración debe evaluarse mediante el análisis dinámico de la estructura, teniendo en cuenta su capacidad de disipación de energía. De acuerdo con la NSR-10, esta aceleración se debe calcular por medio de las ecuaciones 2 y 3:

$$(2) \quad \begin{aligned} a_x &= A_s + \frac{(S_a - A_s) h_x}{h_{eq}} & h_x &\leq h_{eq} \\ a_x &= S_a \frac{h_x}{h_{eq}} & h_x &\geq h_{eq} \end{aligned} \quad (3)$$

donde A_s es la aceleración máxima en la superficie del suelo, S_a es el valor del espectro de aceleraciones de diseño para un periodo corto T_C , h_x es la altura en metros desde la base al nivel de apoyo del elemento, h_n es la altura en metros desde la base al piso más alto, h_{eq} es la altura equivalente y se toma como $0.75 h_n$. El parámetro a_p es la amplificación dinámica del elemento no estructural, la cual depende de la rigidez, la distribución de masa y las características de apoyo a la estructura. Este parámetro debe determinarse por medio de análisis dinámico, y su valor varía entre 1.00 y 2.50 según las tablas A.9.5-1 y A.9.6-1 de la NSR-10. El parámetro R_p es la capacidad de disipación de energía en el intervalo inelástico del elemento no estructural, el cual varía en función del grado de desempeño y se encuentra entre 0.5 y 6.0 según las tablas A.9.5-1 y A.9.6-1 de la NSR-10, y A_a es el coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva para diseño.

Es necesario también verificar las ecuaciones de diferentes normativas en el mundo, con el fin de evaluar todos los parámetros que afectan el desempeño de los elementos no estructurales y seleccionar la ecuación que mejor represente las condiciones de los equipos de los Laboratorios del Área de Estructuras de la UMNG. Por ejemplo, para calcular el valor máximo y mínimo de la fuerza transferida del elemento no estructural al elemento estructural donde se encontraran anclados, la norma ASCE (2013) utiliza las ecuaciones 4 y 5, respectivamente.

$$F_p = 1.6 S_{DS} I_p W_p \quad (4)$$

$$F_p = 0.3 S_{DS} I_p W_p \quad (5)$$

donde S_{ps} es el espectro de aceleración en periodos cortos (alrededor de 0.2 s), I_p es el coeficiente de importancia que varía entre 1.0 y 1.5, y W_p es el peso del elemento no estructural (ASCE, 2013).

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Para plantear el programa experimental del estudio, inicialmente se identificaron los equipos y elementos no estructurales pertenecientes al área de los laboratorios. Luego se definieron sus características tales como peso, altura y ubicación dentro de la estructura para definir la magnitud de fuerzas que pueden ejercer al momento de un sismo. Enseguida se identificaron en el mercado nacional los anclajes disponibles que podrían resistir dichas cargas. Las características de los anclajes seleccionados, el tipo de



probeta utilizado para su anclaje y la cantidad de especímenes para los ensayos a tensión y cortante se indican en las Tablas 1 y 2, respectivamente.

Tabla 1: Anclajes para ensayos a tensión

Diámetro	Longitud	Detalle	Marca	Tipo de probeta	Cantidad de especímenes
3/8"	3 3/4"	Manga	Milwaukee	Cilindro	3
1/2"	3"	Manga	Milwaukee	Cilindro	3
5/8"	4 1/4"	Manga	Milwaukee	Cilindro	3
1/2"	3 3/4"	Manga	Hilti	Cilindro	3
3/8"	3 3/4"	Cuña	Milwaukee	Cilindro	3
1/2"	3 3/4"	Cuña	Milwaukee	Cilindro	3
1/2"	Varilla roscada longitud variable	Multiuso	Milwaukee	Cilindro	3
				Total	21

Tabla 2: Anclajes para ensayos a cortante

Diámetro	Longitud	Detalle	Marca	Tipo de probeta	Cantidad de especímenes
1/2"	3"	Manga	Milwaukee	Cubo	3
1/2"	3 3/4"	Manga	Hilti	Cubo	3
1/2"	3 3/4"	Cuña	Milwaukee	Cubo	3
				Total	9

Los anclajes fueron escogidos en función de su capacidad de resistencia y el tipo de anclaje (Manga, Cuña, y Multiuso). Todos los anclajes son mecánicos y de instalación en concreto endurecido. El objetivo del programa experimental es verificar la capacidad de los anclajes con base en las normas Colombiana (NSR-10), Americana (ACI 355.2-1, y recomendaciones de FEMA) y Europea (ETA y ETAG 001). Teniendo en cuenta la fuerza tanto a tensión como a cortante soportada por los anclajes, se determina cual es la manera óptima de instalarlos de acuerdo a los datos suministrados por la maquina universal y por los transductores. estas normas presentan diferentes metodologías de estudio y diseño que dependen de las condiciones en las que se va a trabajar la instalación de dichos anclajes.

Para cada uno de los anclajes se planearon tres ensayos en los cuales varía el diámetro y la profundidad de la perforación para la instalación, tal como se muestra en la Figura 1, en la que se observa como varia la longitud de perforación y por lo tanto la longitud de los anclajes embebidos en las probetas de concreto teniendo en cuenta las recomendaciones de los fabricantes. Los diámetros y longitudes varían para cada tipo de anclaje dependiendo sus características. En el estudio también se usaron epóxicos como Sikadur Anchor-fix 2, Sikadur Anchor-fix 4 y Epon g5, distribuidos por diferentes empresas, con el fin de comparar el rendimiento y obtener la combinación óptima para la instalación de los anclajes y los elementos no estructurales en el laboratorio.

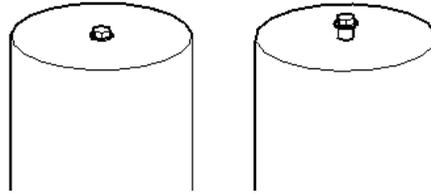


Figura 1: Instalación de anclajes en probetas variando profundidad y diámetro.

3.1. Procedimiento y dispositivo para ensayos

Las normas ETAG 001 (1997) y ACI 355.2-1 (2002) proponen el uso de un dispositivo especial para la aplicación de carga durante los ensayos a tensión. Sin embargo, para realizar los ensayos utilizando una máquina universal, se diseñó y fabricó un dispositivo especial para transferir la carga de tensión a los especímenes cilíndricos. El dispositivo se muestra en la Figura 2 y está conformado por una base para apoyar las probetas, una barra en la parte inferior que se sujeta a las mordazas y transfiere la fuerza de tensión desde la máquina universal a las probetas, y dos mini-pórticos de acero con dimensiones globales de 320 mm de altura y 170 mm de ancho para el fácil acople de las probetas en su interior. Estos mini-pórticos están separados entre sí una distancia de 120 mm medidos desde sus caras externas, con el fin de que funcionen como sitio de apoyo del cilindro de concreto para que el anclaje tome la fuerza de tensión.



Figura 2: Acople para máquina universal.

Como se observa en las Tablas 1 y 2, la mayoría de los anclajes instalados tiene una longitud muy corta sobre la superficie de la probeta de concreto, esto debido a que los tipos de anclaje utilizados para lo quipos pesados requieren una profundidad casi del total de la longitud del anclaje para funcionar adecuadamente, de tal manera que la parte que sobresale de la superficie del concreto es apenas para la instalación de la rosca y aplicación de torque. Por tanto, fue necesario elaborar extensiones en acero con un diámetro de 3/8" y 1/2", las cuales consisten en una varilla de acero macizo y un orificio roscado en el centro para acoplar a la parte superior de los anclajes, tal como se muestra en la Figura 3a.



Aunque las normas no especifican la medición del desplazamiento durante el ensayo de los anclajes, en este estudio se fabricó un dispositivo para acoplar un transductor y medir de esta manera el desplazamiento del anclaje hasta presentarse la falla. Este dispositivo consta de un par de platinas en acero ajustadas por medio de 4 tornillos milimétricos. Para facilitar el acople del transductor se utilizó un material flexible para instalar transductores con diferentes diámetros del émbolo, tal como se muestra en la Figura 3.

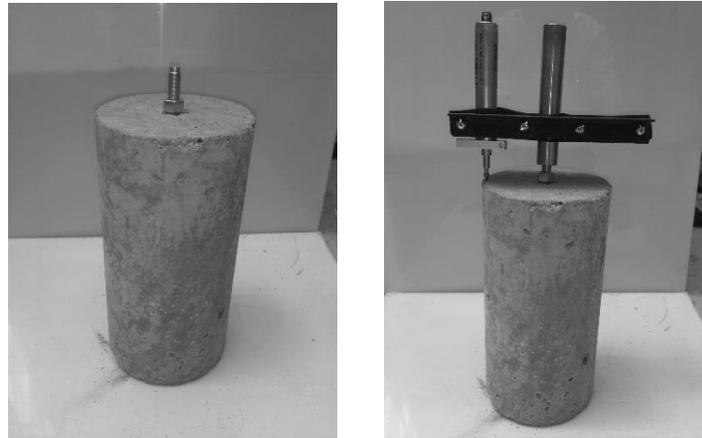


Figura 3: Adaptador con extensión y transductor.

En cuanto a los ensayos a cortante, se propone utilizar cubos de concreto en los cuales se aplicara una fuerza puntual sobre la base del anclaje instalado utilizando el mismo dispositivo diseñado para los ensayos a tensión como se ve en la Figura 4.

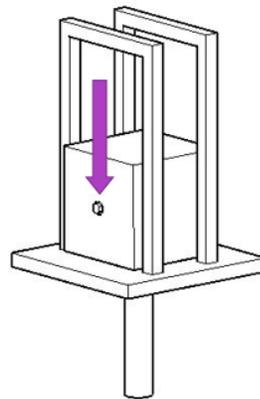
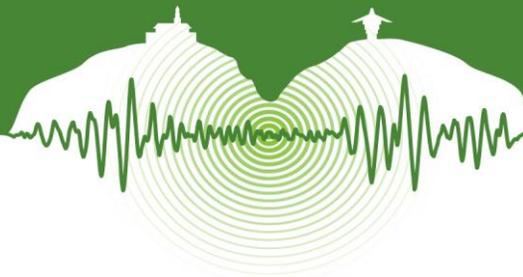


Figura 4: Metodología de ensayos a cortante.

3.2. Equipo utilizado

La máquina universal utilizada es de Marca Controls y tiene una capacidad de 1000 kN. El transductor utilizado es de Marca Rep transducers y tiene una capacidad de 50 mm. Los instrumentos de medición serán conectados a un sistema de adquisición de datos. Los registros serán utilizados para analizar el comportamiento de los anclajes y verificar si las fallas se originaron a causa de los elementos metálicos del anclaje o a causa del mal comportamiento del concreto frente a fuerzas de tensión y cortante.



3.3. Ensayos preliminares para calibración de los dispositivos

Los tipos de fallas que se pueden presentar se encuentran fallas por fisuración del concreto (5.a) o fallas por arrancamiento del cono de concreto (5.b), la cual sucede cuando el anclaje arranca el concreto desde su base sin presentar daño en el metal. Estos tipos de falla se muestran en la Figura 5. Los resultados del estudio se utilizarán finalmente para el diseño y distribución de los anclajes en los equipos del Laboratorio.

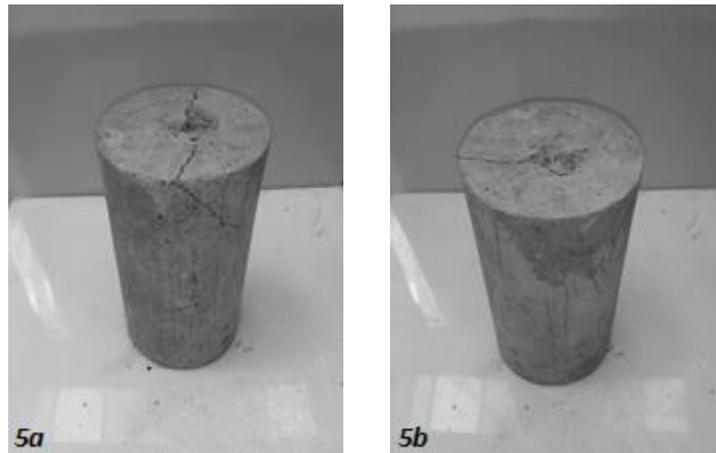


Figura 5: Fallas presentadas en el concreto.

COMENTARIOS FINALES

Los resultados experimentales preliminares demostraron que los dispositivos diseñados son adecuados para realizar los ensayos de los anclajes. Con base en la revisión de las normas disponibles en Colombia, se concluye que se deben realizar estudios experimentales y numéricos locales que permitan proponer una norma Colombiana detallada que especifique el comportamiento de fijaciones mecánicas y químicas, puesto que las especificaciones disponibles son de otros países.

A partir de los datos obtenidos en los ensayos se espera realizar un diseño de anclajes en los diferentes equipos no estructurales pertenecientes al Laboratorio. Para determinar el tipo, cantidad y ubicación de anclajes, el diseño también tendrá en cuenta las especificaciones de los fabricantes de los equipos para su instalación en el lugar de trabajo.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar un agradecimiento especial a la Vicerrectoría de Investigaciones de la Universidad Militar Nueva Granada por el apoyo financiero del Proyecto IMP-ING-1574, y al personal del Laboratorio de Estructuras, en especial, al Ing. Felipe Riveros y al Técnico Oliverio Pinzón.

REFERENCIAS

- ACI 349-01. 2001. *Code Requirements for Nuclear Safety Related*.
 - ACI 355.2-01. 2002. *Evaluación del comportamiento de los anclajes mecánicos para instalar en hormigón endurecido*.
 - AIS. 2014. *Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica*. Obtenido de Asosismica: <http://www.asosismica.org.co/?idcategoria=1052>
 - American Society of Civil Engineers. 2013. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-10)*.
 - Approvals, E.O. 1997. *ETAG 001 GUIDELINE FOR EUROPEAN TECHNICAL APPROVAL OF METAL ANCHORS FOR USE IN CONCRETE*. Brussels.
 - Approvals, E.O. 1997. *ETAG 001. GUIDELINE FOR EUROPEAN TECHNICAL APPROVAL OF METAL ANCHORS FOR USE IN CONCRETE*. Bruselas.
 - Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. 2010. *NSR-10*. Bogotá.
- El presente artículo hace parte de las memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica organizado por la Universidad de los Andes y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, Mayo de 2015.



- ATC 29-1. 1998. *ATC 29-1 Seminar on Seismic Design, Retrofit and Performance of Nonstructural Components*. San Francisco: First Class.
- ATC/SEAOC. 1999. Seismic Response of Nonstructural Components, Part C: Proper Anchorage of Cladding and Equipment. *Built to Resist Earthquakes*, Vol 4.
- Bachman, R.E. 2007. U.S. Building Code Seismic Testing Requirements for Nonstructural Components. *Symposium on Seismic Regulations and Challenges for Protecting Building Equipment, Components and Operations*. Laguna Niguel.
- Biblioteca y Centro de Documentación "Dr. Julio de León Méndez". (11 de Febrero de 2014). *BVS Desastres Guatemala*. Obtenido de <http://desastres.usac.edu.gt/documentos/pdf/spa/doc5489/doc5489-5a.pdf>
- FEMA. 2011. *Reducing the Risk of Nonstructural Earthquake Damage - A Practical Guide*. Washington, D.C.: Nehr.
- Guatemala, B. D. 2014. *BVS Desastres Guatemala*. Obtenido de Elementos no Estructurales de Construcción: <http://desastres.usac.edu.gt/>
- Gujarat State Disaster Management Authority. 2012. *Earthquake Protection of Non-structural Elements in Buildings*.
- Juarez García, H., Ventura, C. E., Gómez Bernal, A., y Pelcastre Pérez, E. 2014. Comportamiento de componentes no estructurales ante diferentes escenarios sísmicos. *Concreto y cemento. Investigación y desarrollo*, pp. 12-25.



Dimensión fractal del agrietamiento registrado en muros de concreto sometidos a demandas sísmicas

Fractal dimension of cracking recorded on concrete walls subjected to seismic demands

William Ávila¹ y Julián Carrillo^{*,2}

¹Auxiliar de Investigación, Depart. de Ing. Civil, Universidad Militar Nueva Granada, UMNG, Bogotá, Colombia

² Profesor Asociado, Depart. de Ing. Civil, Universidad Militar Nueva Granada, UMNG, Bogotá, Colombia

RESUMEN

La evaluación del daño sísmico basado en la inspección visual es un procedimiento subjetivo, ya que el criterio difiere de un inspector a otro. Las grietas que se generan en el concreto deben considerarse como una consecuencia natural asociada a causas diversas. Aunque la longitud, espesor máximo y espesor residual de las grietas son indicadores clave del daño estructural, también se debe considerar el patrón y distribución de agrietamiento del elemento estructural afectado. Con el fin de estimar el nivel de desempeño experimentado por muros delgados de concreto reforzado (CR) sometidos a demandas sísmicas, en este artículo se proponen parámetros de daño basados en la dimensión fractal del patrón agrietamiento asociado a estados límite tales como agrietamiento diagonal, resistencia máxima y pérdida de la resistencia lateral, así como a niveles de desempeño tales como ocupación inmediata, seguridad a la vida y prevención del colapso. Los parámetros de daño sísmico propuestos están basados en los resultados de un programa experimental que comprendió 39 especímenes de muros con variables representativas de viviendas de baja altura, tales como baja resistencia a la compresión del concreto, muros delgados, bajas cargas axiales, bajas cuantías de refuerzo, y refuerzo a cortante en el alma por medio de barras corrugadas y mallas electrosoldadas. Las variables del programa experimental fueron el tipo de concreto, relación de aspecto de los muros, cuantía y tipo de refuerzo a cortante en el alma, y el tipo de ensayo. En el estudio también se demostró que el agrietamiento en los componentes de muro y en cualquier otro elemento hecho en concreto, es un indicativo clave del daño estructural. Además, se comprobó que el patrón y distribución de grietas refleja la severidad de la degradación de la capacidad de desempeño sísmico.

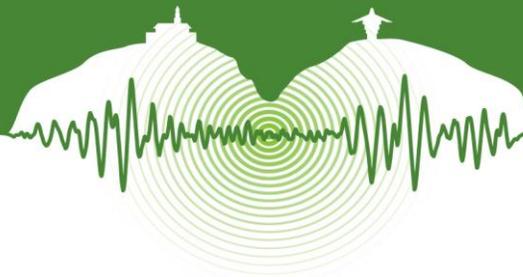
Palabras clave: muros de concreto, agrietamiento en el alma, dimensión fractal, daño sísmico.

ABSTRACT

The seismic damage evaluation based on visual inspection is a subjective procedure because the criterion differs from one inspector to another. The cracks generated on the concrete must be considered as natural consequence associated to diverse causes. Although the length, maximum width and residual width of cracks are key indicators of structural damage, the cracking pattern and distribution of the affected structural element should be also considered. Aimed at estimating the performance level experimented by thin reinforced concrete (RC) walls subjected to seismic demands, this paper proposes damage parameters based on the fractal dimension of the cracking pattern associated to limit states such as diagonal cracking, maximum strength and loss of lateral resistance, and to performance levels such as immediate occupancy, life safety and collapse prevention. The proposed seismic damage parameters are based on the results of an experimental program that comprised 39 wall specimens having typical variables of low-rise housing, such as low compressive strength of concrete, thin walls, low axial loads, low reinforcement ratios, and web shear reinforcement made of deformed bars and welded-wire meshes. Variables of the experimental program were the type of concrete, aspect ratio of walls, web steel ratio and type of web shear reinforcement, and the testing method. It was also demonstrated in the study that the cracking on wall components and any other made-of-concrete element, is a key indicative of structural damage. Besides, it was proved that the cracking pattern and distribution reflect the severity of degradation of the seismic performance capacity.

Keywords: concrete wall, web cracking, fractal dimension, seismic damage.

* Julián Carrillo. Correspondencia wjcarrillo@gmail.com



1 INTRODUCCIÓN

Las grietas que presenta el concreto poco después de su colocación deben considerarse como una consecuencia natural asociada a causas diversas tales como contracción plástica, contracción por secado, o expansión interna. También existen causas más trascendentales por las cuales se agrieta el concreto, tales como errores en el diseño y en los detalles, prácticas constructivas deficientes, y sobrecargas durante su uso (Sánchez de Guzmán, 2001). Adicionalmente, durante el periodo de uso, el concreto estará expuesto a la generación progresiva de grietas por el simple hecho de considerarse como una roca sedimentaria sintética, así como las rocas se agrietan en la naturaleza (Coleman, 2013). Por otro lado, las estructuras de concreto también estarán expuestas a otro tipo de desafíos tales como los usos ejercidos por el hombre o más aún, los efectos naturales como los sismos. Por tanto, el interés de la ingeniería no se basa en inhibir este fenómeno, sino en permitir un desarrollo controlado que, con ayuda de la recolección de la información de la estructura (planos estructurales, reportes del suelo, inspecciones previas, edad, tamaño y uso), posibilite estimar el comportamiento de los elementos estructurales, los cuales gobiernan el desempeño mecánico de toda la estructura (FEMA, 1998)

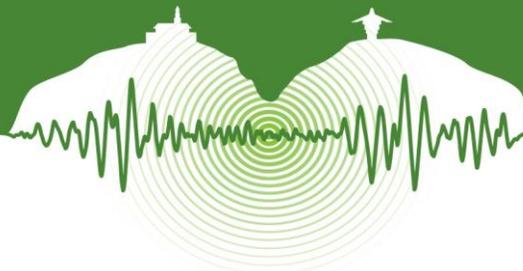
De acuerdo con una revisión de la literatura, el enfoque del análisis fractal para estudiar el agrietamiento en muros de concreto fue tomado en consideración por primera vez por Farhidzadeh et al. (2013). En dicho estudio se resalta la simplicidad y practicidad que se requiere para la evaluación del daño ante una eventual emergencia natural, mediante la implementación de un modelo teórico basado en un índice de daño, el cual surge de la evolución de la dimensión fractal del patrón de agrietamiento observando en muros de concreto. El modelo planteado en dicho estudio busca dejar a un lado la subjetividad y variabilidad asociada en la evaluación del daño basado en la inspección visual.

En Latinoamérica, la construcción de viviendas de baja altura con muros delgados de concreto se ha incrementado en los últimos años (Carrillo & Alcocer, 2012a). Las características particulares de estos muros son bajas resistencias de concreto, bajas cargas axiales, bajas cuantías de refuerzo, y refuerzo a cortante en el alma por medio de barras corrugadas y mallas electrosoldadas. Con base en una revisión de la literatura, actualmente no se han establecido lineamientos para la evaluación del daño sísmico en tales viviendas. Las guías de evaluación de daño tales como FEMA-306 (1998) y la Guía para Pruebas No-destructivas de Estructuras en Concreto (IAEA, 2002), están basadas principalmente en la inspección visual, y además, estas guías están más enfocadas a estructuras de mediana y gran altura. La cuantificación del daño en estructuras de concreto a través de la inspección visual del patrón del agrietamiento es una valoración subjetiva, ya que el criterio de daño difiere de un inspector a otro. Aunque las características de las grietas (longitud, espesor máximo, espesor residual) son un indicador predominante del daño estructural, también se debe considerar el patrón y distribución del agrietamiento sobre el elemento estructural afectado. Debido a esto, es necesario implementar parámetros adecuados del nivel de daño que permitan evaluar el desempeño sísmico de viviendas de baja altura con muros delgados de concreto.

En esta investigación se evalúa el daño asociado al agrietamiento observado en muros delgados de concreto reforzado (CR) para vivienda de baja altura sometidos a efectos sísmicos, a partir de la dimensión fractal del agrietamiento. Para estimar el daño estructural, en el estudio se utilizan los resultados obtenidos a través del estudio experimental de 39 especímenes construidos con variables representativas de este tipo de viviendas (bajas resistencias de concreto, muros delgados, bajas cargas axiales, bajas cuantías de refuerzo, y refuerzo a cortante en el alma por medio de barras corrugadas y mallas electrosoldadas). Las variables de estudio del programa experimental fueron el tipo de concreto, relación de aspecto del muro, cuantía y tipo de refuerzo a cortante en el alma, y el tipo de ensayo. La evaluación del daño se realiza mediante el análisis fractal de la superficie agrietada y de su modo de distribución. En este estudio se evalúa la condición de agrietamiento mediante el enfoque de la teoría fractal en puntos críticos de agrietamiento, y luego se plantean valores de la dimensión fractal del patrón del agrietamiento como indicadores del daño estructural. En el estudio se proponen indicadores de daño permisible basados en la dimensión fractal para estimar el nivel de desempeño de dichos elementos estructurales frente a eventuales demandas sísmicas laterales.

2 EVALUACIÓN DE DAÑO

El procedimiento de evaluación del daño basado en el desempeño observado supone que el sismo causa daño sobre las edificaciones. Por tanto, un ingeniero competente puede calcular dichos efectos, como mínimo, a través de la inspección visual. A partir de cómo el daño estructural ha cambiado las propiedades estructurales, es viable desarrollar acciones potenciales o medidas de la restauración del desempeño, que al ser implementadas pueden restaurar la edificación dañada hasta una condición tal que su comportamiento sísmico futuro pueda ser esencialmente equivalente al de la edificación en su condición antes del evento que originó el daño (FEMA-306, 1998). Sin embargo, como se mencionó anteriormente, la condición de servicio, desempeño y seguridad calculada mediante inspección visual es naturalmente subjetiva y depende de la experiencia, conocimiento, pericia y juicio del ingeniero inspector que realiza la evaluación (Farhidzadeh et al., 2013).



2.1 Indicador de daño basado en el comportamiento del componente

El daño afecta el comportamiento de los elementos individuales de forma diferente. Algunos elementos exhiben modos de comportamiento dúctiles en el intervalo plástico, lo que significa que luego de llegar al punto de fluencia, se presentan grandes desplazamientos pero manteniendo la resistencia del elemento. Por el contrario, otros elementos presentan un comportamiento frágil; es decir, pierden su resistencia abruptamente después de ocurrir pequeños desplazamientos inelásticos. El comportamiento post-elástico de los componentes estructurales depende predominantemente de las proporciones geométricas, detalles del refuerzo, propiedades del material y la combinación de las acciones de demanda (flexión, cortante, axial y torsión). En todos los casos, las grietas y otras señales de daño deben ser interpretadas en el contexto del modo de comportamiento del componente. Por ejemplo, una grieta de 3.2 mm (1/8 pulg) en un muro de concreto que se encuentra próximo a una falla a cortante frágil, es una condición muy seria. Sin embargo, el mismo tamaño de grieta en un panel controlado a flexión puede ser insignificante con respecto a un comportamiento post-sísmico (FEMA-306, 1998).

La metodología del diseño sísmico basado en resistencia se centra esencialmente en el análisis y diseño para resistir las fuerzas impuestas sobre la estructura. Por tal motivo, el diseño sísmico ha estado experimentando una reevaluación crítica en los últimos años, cambiando el énfasis de diseño de “resistencia” a “desempeño”. Uno de los mayores desarrollos en el diseño sísmico en los últimos 25 años ha sido la importancia puesta sobre el diseño por estados límite, ahora denominada de forma general como ingeniería basada en desempeño (Priestley, 2000). Del mismo modo, se plantea la evaluación del daño basado en el desempeño, la cual consiste en determinar su desempeño sísmico mediante su capacidad de desplazamiento.

2.2 Evaluación del daño bajo el modelo del Diseño Sísmico Basado en el Desempeño

El La metodología de Diseño Sísmico Basado en Desempeño, DSBD, no solo incluye el análisis y diseño para resistir las fuerzas impuestas sobre la estructura, sino también toma en consideración el desempeño sísmico mediante su capacidad de desplazamiento, y por ende su desempeño residual. Dentro del contexto del DSBD, los niveles de desempeño se establecen como indicadores de desempeño de los valores límite que pueden ser evaluados en la respuesta estructural.

Carrillo y Alcocer (2012b) han establecido un modelo para ser empleado en una metodología de DSBD con tres estados límite y tres niveles de desempeño. En cuanto a los estados límite se establecen el agrietamiento en el alma, la resistencia a cortante máxima, y la pérdida de la capacidad de resistencia lateral. Esta última está definida para el momento cuando se alcanza el 20% de caída en la resistencia a cortante máxima o cuando falla el refuerzo a cortante en el alma. En cuanto a los niveles de desempeño se definen el de Ocupación Inmediata, para el cual se presenta agrietamiento a flexión en los elementos de borde y grietas menores inclinadas en el alma; el nivel de desempeño de Seguridad a la Vida, donde se extienden las grietas inclinadas en el alma hasta los extremos del muro, pero sin penetración dentro de los elementos de borde; y el nivel de desempeño de Prevención al Colapso para el cual es evidente el agrietamiento diagonal y/o fluencia de algunas barras/alambres de acero en el alma y se presenta aplastamiento moderado del concreto en el alma y daño alrededor de las aberturas. En la Figura 1 se indican los estados límite y se esquematizan los estados de daño para los tres niveles de desempeño. En este estudio se evalúa la condición de agrietamiento mediante el enfoque de la teoría fractal en estos puntos críticos, y luego se plantean valores de la dimensión fractal del patrón del agrietamiento como indicadores del daño estructural.

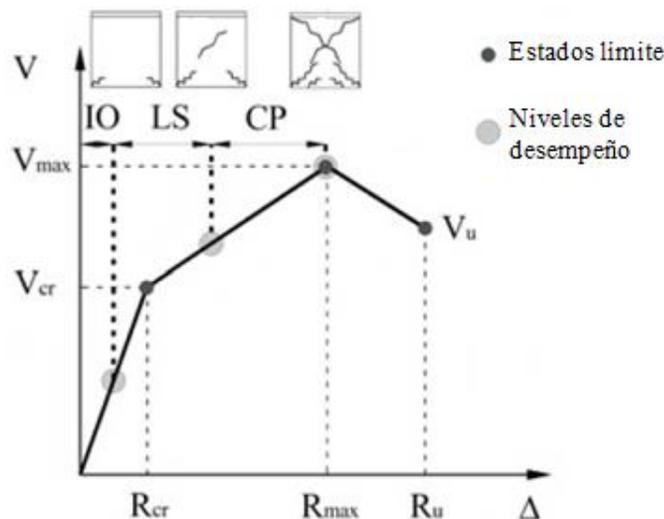
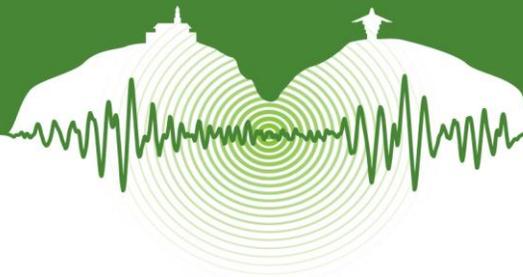


Figura 1: Niveles de desempeño y estados de daño. Adaptada de Carrillo y Alcocer (2012b).



3 TEORÍA FRACTAL

Los fractales son figuras geométricas que no pueden ser descritas bajo los términos de la geometría clásica. Estas figuras geométricas se caracterizan por tener copias de ellas mismas a distintas escalas arbitrariamente, es decir, cuentan con una estructura fina. El parámetro matemático de la Dimensión Fractal, FD , mide el nivel de complejidad geométrica de un patrón, más allá de evaluar la propiedad de “relleno” sobre un plano o un espacio dado. Como se indica en la Figura 2a, un segmento de línea está hecho por cuatro copias de ella misma, escaladas por un factor de $1/4$. Dicho segmento tiene una Dimensión Fractal Real, RFD , de $-\log(4)/\log(1/4) = 1$. Sin embargo, un cuadrado como el que se muestra en la Figura 2b está hecho por cuatro copias de él mismo, escaladas por un factor de $1/2$ y tiene una RFD de $-\log(4)/\log(1/2) = 2$. La curva de Koch que se muestra en la Figura 2c está hecha por 4 copias de ella misma, escaladas por un factor de $1/3$ y tiene una RFD de $-\log(4)/\log(1/9) = 1.261\dots$. En general, la dimensión fractal, FD , se obtiene por medio de la Ec. (1), Falconer (2003),

$$DF = -\frac{\log(m)}{\log(r)} \quad (1)$$

donde m sería el número de copias del conjunto de él mismo, escaladas por un factor de r . El número obtenido para el conjunto de Cantor es consistente al ser “más largo que 0-dimensional” (siendo más “grande” que un punto), pero “más pequeño que 1-dimensional” (sin alcanzar a tener longitud) Falconer (2003). Los esquemas de agrietamiento de los muros aquí estudiados (ver Figura 2d) se asocian a figuras geométricas de tipo fractal debido a la generación aleatoria del patrón de agrietamiento generado por la acción sísmica sobre la superficie de los muros de CR.

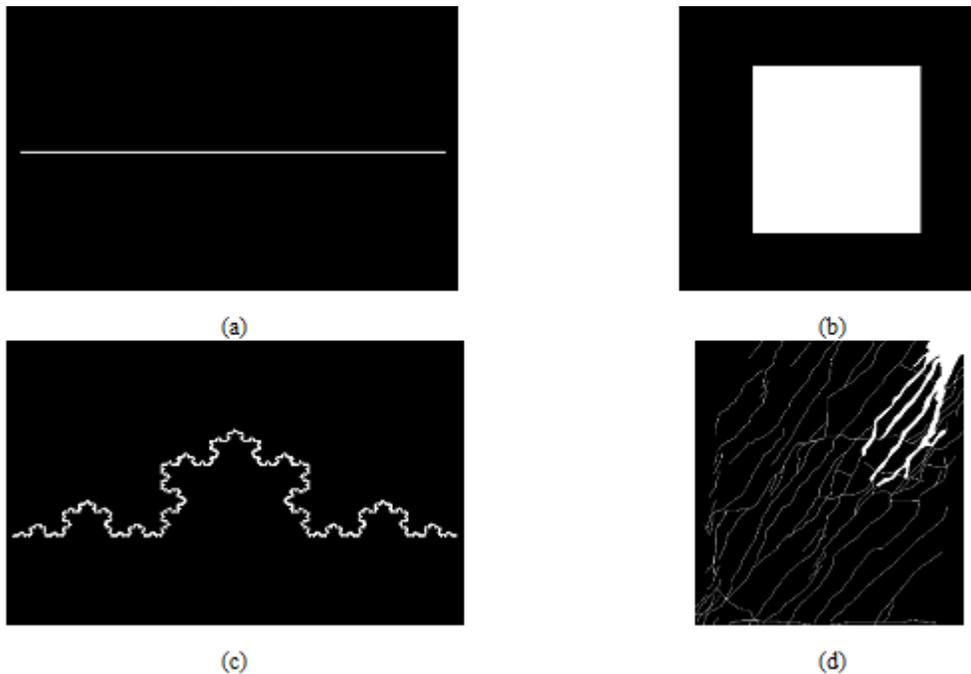


Figura 2: Dimensión fractal de distintos patrones geométricos: (a) segmento de línea, (b) cuadrado, (c) curva de Koch, (d) esquema de agrietamiento característico de un muro de CR.

3.1 Algoritmo Box-Counting

El método *Box-Counting* es un método numérico para estimar la dimensión fractal de un patrón geométrico de manera aproximada. Este método considera las propiedades de llenado de espacio del patrón geométrico como indicador de su complejidad (autosimilitud). Mediante este enfoque, el patrón es cubierto por un grupo de cajas cuadradas, y el número de elementos de tamaño dado r , es contado para estimar cuántos de éstos son necesarios para cubrir completamente la curva. A medida que el tamaño del elemento de área se aproxima a cero, el área total cubierta por los elementos de área cubrirá la medida de la dimensión fractal. La aplicación computacional Benoit (TruSoft, 1997) implementa el algoritmo del método de box-counting. Esto facilita el cálculo de la Dimensión Fractal Aproximada, AFD , de patrones geométricos en dos y tres dimensiones. Mediante la aplicación, un segmento



de línea arrojó una AFD de 0.971 (Figura 2a), un cuadrado reflejó una AFD de 1.966 (Figura 2b), la AFD de la curva de Koch fue de 1.268 (Figura 2c), y finalmente, un esquema característico de agrietamiento de un muro del estudio evidenció una AFD de 1.364 (Figura 2d).

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

La evaluación del daño sísmico de estructuras de mediana y gran altura ha sido estudiada ampliamente mediante ensayos de prototipos con diversas configuraciones de muros. En esta investigación se evalúa el modo de comportamiento de muros de CR para vivienda de baja altura, con base en la teoría fractal del daño observado en los especímenes y las derivas registradas. En este caso, el daño estará representado por el patrón y distribución del agrietamiento registrado en 39 muros aislados ensayados bajo carga lateral cuasi-estática cíclica y en mesa vibratoria (Carrillo & Alcocer, 2012b).

El listado de los especímenes utilizados en este estudio se muestra en la Tabla 1. Los muros fueron nombrados usando el siguiente sistema de etiquetamiento. Por ejemplo, si se toma el muro “MEN50C”, la letra “M” indica el ensayo de un muro. La segunda letra indica la relación de aspecto (h_w/l_w): $R = 0.5$, $C = 1.0$, $E = 2.0$, y V = muros con aberturas (puertas y ventanas). El espesor del muro t_w y la altura libre h_w fueron 100 mm y 2400 mm, respectivamente. Por tanto, para lograr una determinada relación de aspecto se varió la longitud de los muros. El espesor de los elementos de borde fue igual al espesor del alma del muro. La tercera letra indica el tipo de concreto: N = peso normal, L = peso ligero y A = concreto autocompactable. La resistencia nominal a compresión del concreto, f'_c , fue de 15 MPa. El cuarto indicador se refiere a la cuantía de refuerzo en el alma: 100 = 100% de ρ_{min} (0.25%), 50 = 50% de ρ_{min} (0.125%), 0 = 0% de ρ_{min} = muro sin refuerzo a cortante en el alma. Los muros sin refuerzo a cortante en el alma fueron ensayados para tener un valor de referencia de la repuesta de muros de concreto simple. La cuantía mínima de refuerzo a cortante en el alma (ρ_{min}) fue la establecida por el Reglamento ACI 318-11 del Instituto Americano del Concreto (ACI, 2011), la cual es igual a la prescrita por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo-resistente (NSR-10, 2010). El refuerzo en el alma fue puesto en una sola capa, en la mitad del espesor de los muros, y fue utilizada la misma cantidad de refuerzo horizontal y vertical. El quinto indicador se refiere al tipo de refuerzo en el alma; cuando se utilizaron barras corrugadas, la letra se omite; de lo contrario, la letra minúscula “m” indica que se utilizó malla electrosoldada.

Finalmente, la última letra indica el tipo de procedimiento de ensayo; la letra “D” indica que el muro se estudió utilizando un ensayo dinámico por medio de excitaciones sísmicas reproducidas por una mesa vibratoria. Durante el ensayo en mesa vibratoria, los modelos estuvieron sometidos a una serie de excitaciones en la base utilizando registros sísmicos asociados a tres estados límite. Las letras “M” y “C” indican ensayos cuasi-estáticos con cargas incrementadas monotónicamente y cargas cíclicas reversibles, respectivamente. En los ensayos cuasi-estáticos cíclicos reversibles, el protocolo de carga consistió en una serie de ciclos con amplitudes incrementadas. En la parte superior de los muros se aplicó una carga equivalente para producir un esfuerzo de compresión axial de 0.25 MPa, la cual se mantuvo constante hasta el final del ensayo. Este valor corresponde aproximadamente al esfuerzo axial promedio en los muros del primer piso de la casa prototipo de dos pisos.

La Figura 3 muestra la geometría característica y la distribución del refuerzo de algunos de los muros. La Figura 3a muestra que el espécimen MCL100C con $h_w/l_w = 1.0$ se reforzó a cortante en el alma con 100% de ρ_{min} especificada en ACI 318-11 (0.25%), utilizando barras corrugadas No. 3 (9.5 mm de diámetro) espaciadas cada 250 mm en ambos sentidos, vertical y horizontalmente. Para la configuración del refuerzo a flexión se dispuso de 8 barras No. 6 y estribos lisos No. 2 separados cada 150 mm en ambos extremos del muro. La Figura 3b muestra la distribución del refuerzo del espécimen MVN50mC con aberturas, el cual se reforzó a cortante en el alma con 50% de ρ_{min} especificada en ACI 318-11 (0.125%), utilizando una malla de alambre soldado 6×6-6/6 con alambres verticales y horizontales calibre No. 6 (4.88 mm de diámetro), separados cada 150 mm (~6 pulg). El refuerzo a flexión estuvo conformado por 4 barras No. 5 y estribos lisos No. 2 separados cada 150 mm, ubicado tanto en los extremos del muro como en los extremos de las aberturas para la puerta y la ventana. En todos los muros, el refuerzo longitudinal en los extremos se dispuso con el fin de evitar una falla por flexión, diferente al modo de falla por cortante característico en este tipo de muros. Las dimensiones reales y las propiedades mecánicas de los materiales se pueden encontrar en Carrillo y Alcocer (2012b). Dada la relación de aspecto de los especímenes, el comportamiento de los muros ensayados estuvo controlado por deformaciones de cortante y, por tanto, exhibieron un modo de falla relativamente frágil.

Para la evaluación del comportamiento observado de los muros se identificaron tres modos de falla: falla por tensión diagonal (TP) cuando fluyó la mayor parte del refuerzo a cortante en el alma pero no hubo aplastamiento del concreto en el alma; falla por compresión diagonal (CD) cuando fluyeron algunas barras o alambres de acero y se observó aplastamiento y descascamiento notable del concreto en el alma del muro; y modo de falla mixto (TP-CD) cuando fluyó la mayoría del refuerzo de acero en el alma y se observó aplastamiento notable del concreto en el alma (Carrillo & Alcocer, 2012a).

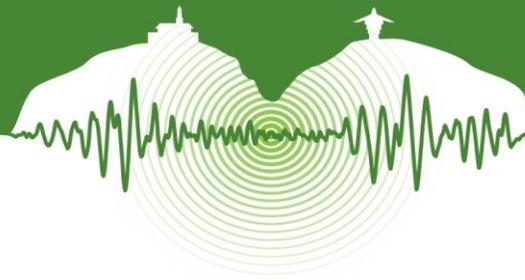
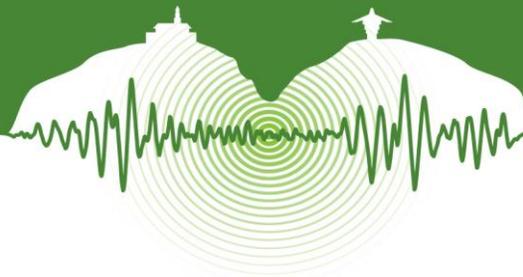


Tabla 1: Derivas experimentales y sus correspondientes valores de dimensión fractal

Nombre	Modo de falla	Línea de tendencia	r^*	T_p	R_{cr} %	R_{max} %	R_u %	R_{uu} %	R_{IO} %	R_{LS} %	R_{CP} %	FD_{cr}	FD_{max}	FD_u	FD_{uu}	FD_{IO}	FD_{LS}	FD_{CP}	FD_{ini}
MRNB50mC	DT	0.60x+1.000.960.600.040.400.670.780.010.150.401.024										1.240	1.402	1.468	1.006	1.090	1.240	0.955	
MRN50mC	DT	0.62+1.00	0.990	0.620	0.030	0.390	0.450	0.450	0.020	0.110	0.39	1.019	1.242	1.279	1.279	1.012	1.068	1.242	0.963
MRN50C	DT	0.53x+1.000.920.530.100.691.011.690.060.390.691.053										1.366	1.535	1.896	1.032	1.207	1.366	0.930	
MRN100C	DC-SL	0.65x+1.020.920.650.100.600.791.050.060.380.601.085										1.410	1.534	1.703	1.059	1.267	1.410	0.952	
MRL50mC	DT	0.70x+1.000.960.700.050.440.450.450.030.260.441.035										1.308	1.315	1.315	1.021	1.182	1.308	0.977	
MRL100C	SL	0.38x+1.050.890.380.100.571.201.680.060.370.571.088										1.267	1.506	1.688	1.073	1.191	1.267	0.947	
MEN50mC	DT	0.59x+0.860.960.590.160.660.680.680.070.390.660.954										1.249	1.261	1.261	0.901	1.090	1.249	0.900	
MEN50C	DT	0.23x+0.930.980.230.241.162.073.150.130.671.160.985										1.197	1.406	1.655	0.960	1.084	1.197	0.970	
MEN100C	DC-DT	0.34x+1.000.950.340.241.401.802.500.150.751.401.082										1.476	1.612	1.850	1.051	1.255	1.476	0.979	
MEL50mC	DT	0.40x+0.980.960.400.210.700.710.710.100.430.701.064										1.260	1.264	1.264	1.020	1.152	1.260	0.955	
MCNB50mC	DT	0.39x+1.080.830.390.050.340.400.400.010.140.341.100										1.213	1.236	1.236	1.084	1.135	1.213	0.949	
MCN50mD	DT	0.64x+0.920.990.640.090.440.540.540.050.280.440.978										1.202	1.266	1.266	0.952	1.099	1.202	0.902	
MCN50mC	DT	0.59x+0.960.960.590.110.470.520.540.020.210.471.025										1.237	1.267	1.279	0.972	1.084	1.237	0.943	
MCN50M	DT	0.13x+0.960.970.130.101.011.982.010.080.511.010.973										1.091	1.217	1.221	0.970	1.026	1.091	0.925	
MCN50C_2	DT	0.77x+0.900.970.770.110.440.721.400.040.210.440.985										1.239	1.454	1.978	0.931	1.062	1.239	0.816	
MCN50C	DT	0.30x+1.060.980.300.070.661.021.030.030.270.661.081										1.258	1.366	1.369	1.069	1.141	1.258	1.084	
MCN100M	DC-DT	0.17x+0.980.880.170.100.721.711.710.070.420.720.997										1.102	1.271	1.271	0.992	1.051	1.102	0.908	
MCN100D	DT-DC	0.31x+1.000.870.310.090.530.581.510.050.300.531.028										1.164	1.180	1.468	1.016	1.093	1.164	0.860	
MCN100C	DC-DT	0.43x+1.160.910.430.070.811.341.720.050.280.811.190										1.508	1.736	1.900	1.182	1.280	1.508	1.109	
MCN0M	DT	0.57x+0.860.880.570.100.550.600.600.020.080.110.917										1.174	1.202	1.202	0.871	1.060	0.923	0.828	
MCL50mD	DT	0.67x+0.870.990.670.100.620.650.650.050.350.620.964										1.285	1.306	1.306	0.904	1.105	1.285	0.890	
MCL50mC	DT	0.68x+0.980.950.680.120.600.630.630.050.320.601.062										1.388	1.408	1.408	1.014	1.198	1.388	0.991	
MCL50M	DT	0.34x+0.891.000.340.140.681.201.860.100.430.680.938										1.121	1.298	1.522	0.924	1.036	1.121	0.871	
MCL50C_2	DT	0.21x+1.120.880.210.110.571.182.230.070.320.571.143										1.240	1.368	1.588	1.135	1.187	1.240	0.923	
MCL50C	DT	0.45x+0.960.940.450.070.570.690.700.050.320.570.992										1.217	1.271	1.275	0.983	1.104	1.217	0.889	
MCL100M	DC-DT	0.24x+0.960.970.240.140.981.671.670.100.430.980.994										1.195	1.361	1.361	0.984	1.063	1.195	0.921	
MCL100D	DT-DC	0.31x+1.000.880.310.140.500.731.460.060.340.501.043										1.155	1.226	1.453	1.019	1.105	1.155	0.910	
MCL100C_2	DC	0.38x+1.120.920.380.180.801.511.700.090.450.801.188										1.424	1.694	1.766	1.154	1.291	1.424	1.023	
MCL100C	DC	0.47x+0.960.960.470.120.810.991.300.050.630.811.016										1.341	1.425	1.571	0.984	1.256	1.341	0.900	
MCL0M	DT	0.44x+0.931.000.440.060.440.630.890.010.100.130.956										1.124	1.207	1.322	0.934	0.974	0.987	0.937	
MCA50C_2	DT	0.55x+0.930.970.550.060.390.591.610.040.200.390.963										1.145	1.255	1.816	0.952	1.040	1.145	0.912	
MCA50C	DT	0.30x+1.000.940.300.131.011.031.060.020.531.011.039										1.303	1.309	1.318	1.006	1.159	1.303	0.944	
MCA100M	DT-DC	0.21x+0.970.950.210.150.972.252.250.100.580.971.002										1.174	1.443	1.443	0.991	1.092	1.174	0.898	
MCA100C	DT-DC	0.34x+1.020.930.340.231.011.491.810.150.601.011.098										1.363	1.527	1.635	1.071	1.224	1.363	0.985	
MCA0M	DT	0.43x+0.910.940.430.250.730.881.070.060.230.281.018										1.224	1.288	1.370	0.936	1.009	1.030	0.924	
MVN50mC CCDT		0.53x+0.920.870.530.060.400.400.600.030.180.400.952										1.132	1.132	1.238	0.936	1.015	1.132	0.681	
MVN50mC CEDT		0.53x+0.880.860.530.060.400.400.600.030.180.400.912										1.092	1.092	1.198	0.896	0.975	1.092	0.939	
MVN50mC CRDT		0.29x+0.930.920.290.060.400.400.600.030.180.400.947										1.046	1.046	1.104	0.939	0.982	1.046	0.923	
MVN50mD CCDT		0.47x+0.930.990.470.050.400.440.050.220.400.500.954										1.118	1.137	1.165	1.033	1.118	1.165	0.922	
MVN50mD CEDT		0.48x+0.920.980.480.050.400.440.050.220.400.800.944										1.112	1.131	1.160	1.026	1.112	1.304	0.958	
MVN50mD CRDT		0.31x+0.950.980.310.050.400.440.050.220.400.810.966										1.074	1.086	1.105	1.018	1.074	1.201	0.928	
MVN100C CC DT-DC		0.34x+1.000.990.340.110.671.092.170.070.360.671.037										1.228	1.371	1.738	1.024	1.122	1.228	0.614	
MVN100C CE DT-DC		0.19x+0.950.950.190.110.671.092.170.070.360.670.971										1.077	1.157	1.362	0.963	1.018	1.077	0.904	
MVN100C CR DT-DC		0.13x+0.980.910.130.110.671.092.170.070.360.670.994										1.067	1.122	1.262	0.989	1.027	1.067	0.945	
MVN100D CC DT-DC		0.33x+0.950.990.330.050.490.821.400.060.340.490.967										1.112	1.221	1.412	0.970	1.062	1.112	0.954	
MVN100D CE DT-DC		0.19x+0.950.970.190.050.490.821.400.060.340.490.960										1.043	1.106	1.216	0.961	1.015	1.043	0.943	
MVN100D CR DT-DC		0.10x+0.960.770.100.050.490.821.400.060.340.490.965										1.009	1.042	1.100	0.966	0.994	1.009	0.930	

*r = coeficiente de correlación de Pearson



4.1 Esquemas de agrietamiento

Los esquemas de agrietamiento de los 39 especímenes fueron convertidos en formato digital por Carrillo y Alcocer (2012a) y por Echeverry y Carrillo (2014). A partir de estos esquemas se evaluó la dimensión fractal del agrietamiento originado por efectos sísmicos. Dichos esquemas fueron realizados con base en el registro físico y/o fotográfico recolectado durante los ensayos de los muros. Para el estudio también se recopilaron las capacidades de resistencia y de desplazamiento medidos durante los ensayos.

En el procesamiento digital de los esquemas de agrietamiento, Carrillo y Alcocer (2012a), y Echeverry y Carrillo (2014) tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones: únicamente se registró el esqueleto de las grietas, es decir se despreció el ancho de las mismas y las grietas se representaron mediante elementos tipo línea. Sin embargo, para grietas de ancho considerable, el ancho se reflejó mediante elementos de área. Además de las grietas generadas debido a la disipación de energía de los muros de CR sometidos a efectos sísmicos, en el estudio también se registraron las grietas iniciales asociadas a la contracción y fraguado del concreto de los componentes estructurales. Para cada estado de carga registrado se realizó el levantamiento de las grietas en una de las fachadas (cara norte) y en los costados de los muros (caras este y oeste), considerando las dimensiones reales del muro. Para facilitar la identificación de las grietas, se construyó una malla de referencia mediante líneas verticales y horizontales en la fachada y las caras este y oeste, tal como se muestra en la Figura 4. Así mismo, se anexó información pertinente al ensayo de carga, tales como el valor de cortante y de deriva. La deriva es un indicador de diseño y del grado de daño tanto en elementos estructurales como en elementos no estructurales (NSR-10, 2010). Para el caso de los muros ensayados, la deriva se calculó como el cociente entre el desplazamiento lateral relativo a nivel de la losa de los muros y la altura donde se ubicó el transductor de desplazamiento, expresando en porcentaje.

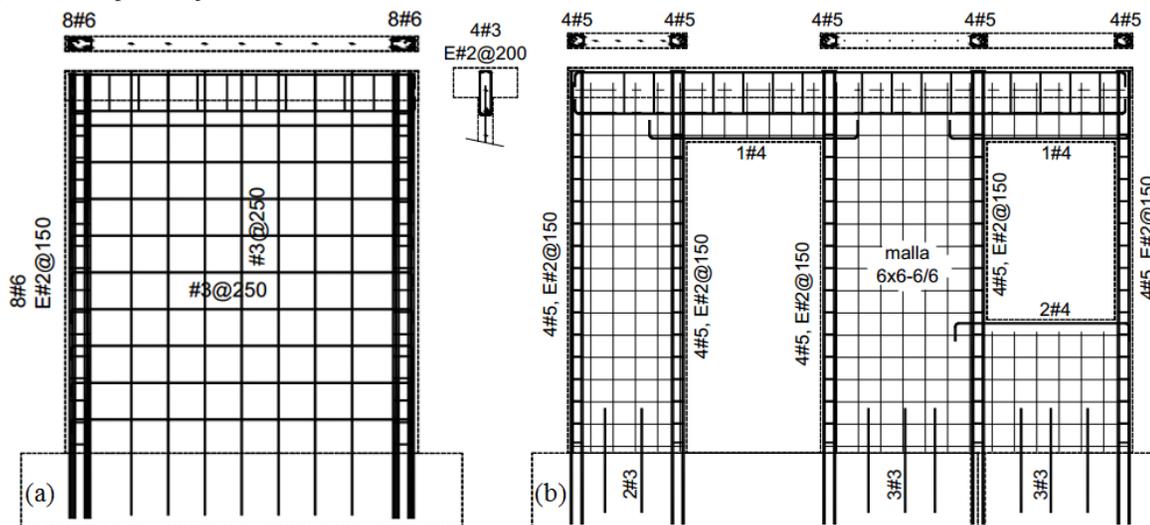
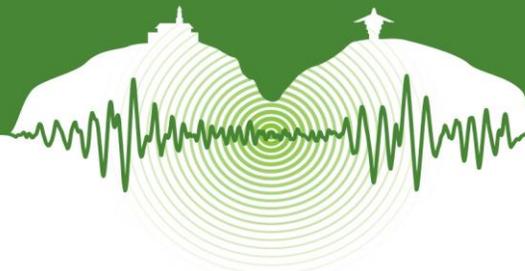


Figura 3: Geometría y configuración característica del refuerzo: (a) muro con $h_w/l_w=1$ y reforzado en el alma con barras corrugadas y con 100% de ρ_{min} , (b) muro con aberturas y reforzado en el alma con malla electrosoldada y con 50% de ρ_{min} . Adaptada de Carrillo y Alcocer (2012a).

Con base en el formato de la aplicación Benoit (TruSoft, 1997), para cada uno de los esquemas (estados de carga) fue necesario crear una imagen independiente y realizar un ajuste de colores, de tal forma que el fondo que representa la fachada del muro fuera de color negro y las líneas que representan las grietas fueran de color blanco.

4.2 Procesamiento de la información

Por medio de la aplicación computacional Benoit (TruSoft, 1997), cada uno de los esquemas de agrietamiento en cada estado de carga registrado fue procesado para obtener así la dimensión fractal de dichos patrones. La aplicación cuenta con distintos métodos de análisis fractal. Sin embargo, debido al patrón geométrico de orden aleatorio del agrietamiento de los muros, donde las líneas que representan las grietas se cruzan entre sí, se seleccionó el método Box-Counting como el más adecuado, ya que los demás métodos solo aplican para geometrías regulares (TruSoft, 1997). Los valores de la dimensión fractal correspondientes a los patrones de agrietamiento analizados fueron posteriormente correlacionados con las demás variables disponibles (valores de deriva) y, de esta manera, se obtuvieron los parámetros de daño basados en la dimensión fractal.



Para el análisis del patrón de agrietamiento de los muros con aberturas fue necesario dividir el muro en los componentes estructurales que lo conforman. De esta forma se obtuvieron tres esquemas independientes para cada estado de carga; el componente esbelto (CE) ubicado al lado izquierdo de la puerta y delimitado horizontalmente a la altura de la puerta; el componente cuadrado (CC) que se encuentra entre la puerta y la ventana, y está delimitado por los bordes superior e inferior de la ventana; y el componente robusto (CR) que se encuentra justo debajo de la ventana entre el borde derecho de la puerta y el borde derecho del muro (ver Figura 3b).

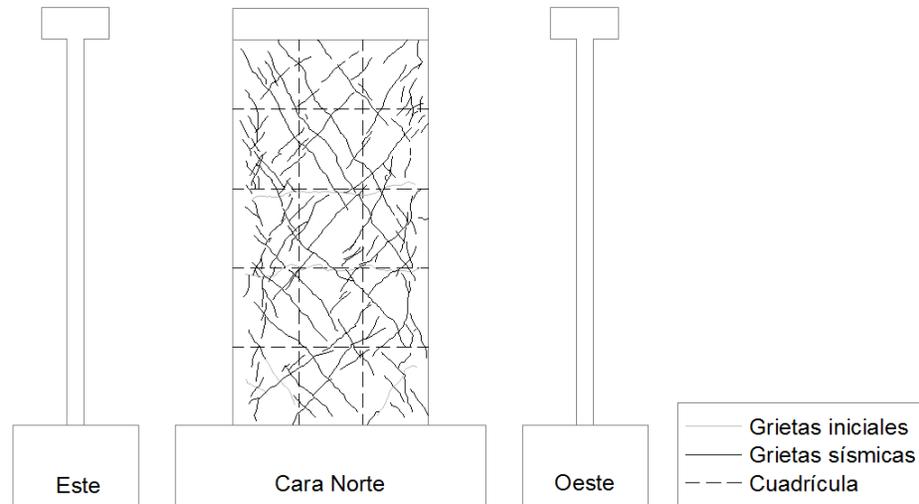


Figura 4: Esquema de agrietamiento digitalizado del espécimen MEN50C para deriva de 1.40%.

5 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

5.1 Indicadores del nivel de daño sísmico

La longitud, espesor máximo y espesor residual de las grietas son indicadores clave del daño estructural, los cuales deben evaluarse en conjunto, considerando el patrón y distribución de agrietamiento sobre el elemento estructural afectado. Los indicadores de daño sísmico evaluados a partir de la dimensión fractal se parametrizaron para cada uno de los estados límite y los niveles de desempeño sísmico de acuerdo al modelo de DSBD (ver Figura 1). Por medio de gráficas, los resultados de la dimensión fractal se correlacionaron con el parámetro de la deriva. De esta manera se construyeron líneas de tendencias de los 35 muros sólidos y 4 de los muros con aberturas (cada muro con aberturas está conformado por tres componentes). Lo anterior permitió evaluar la relación que existe entre la evolución del patrón del agrietamiento, reflejado a través de la dimensión fractal, con el aumento gradual de la deriva. Estos dos parámetros, la dimensión fractal del agrietamiento y la deriva, están ligados a la degradación estructural frente a efectos sísmicos. Algunas de estas relaciones se muestran en las Figuras 5 a 7, donde el eje vertical corresponde a la dimensión fractal (FD) y el eje horizontal a la deriva (R). Para los muros con aberturas se les adicionó el sufijo CE, CC y CR, asociado a los componentes de muro esbelto, cuadrado y robusto, respectivamente. Para medir el grado de intensidad de la relación entre dichas variables, en la figura se indica el coeficiente de correlación, r , el cual expresa una buena correlación cuando se obtienen valores mayores que 0.80. Las líneas de tendencia características de los 39 especímenes de muro se pueden encontrar en Ávila (2014).

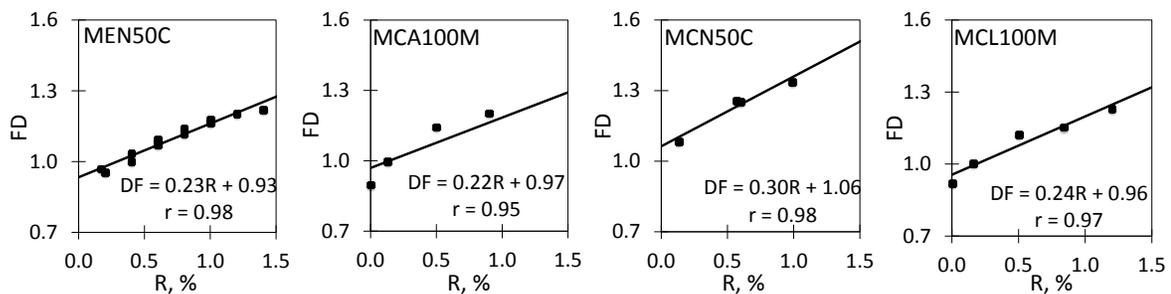


Figura 5: Variación de la deriva con la dimensión fractal en muros reforzados en el alma con barras corrugadas.

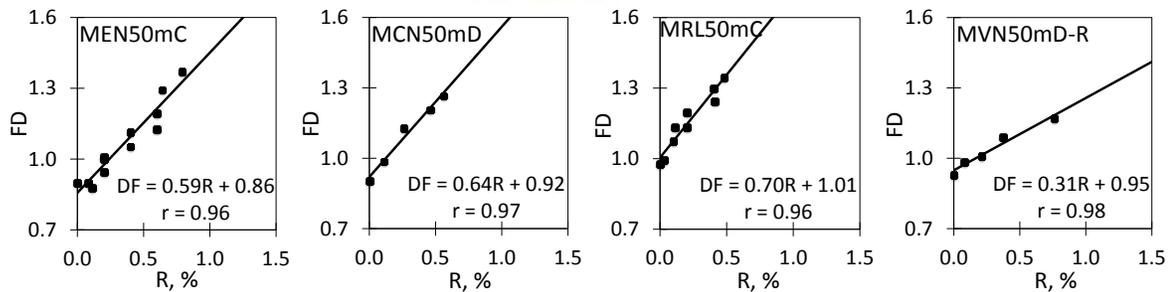


Figura 6: Variación de la deriva con la dimensión fractal en muros reforzados en el alma con malla electrosoldada.

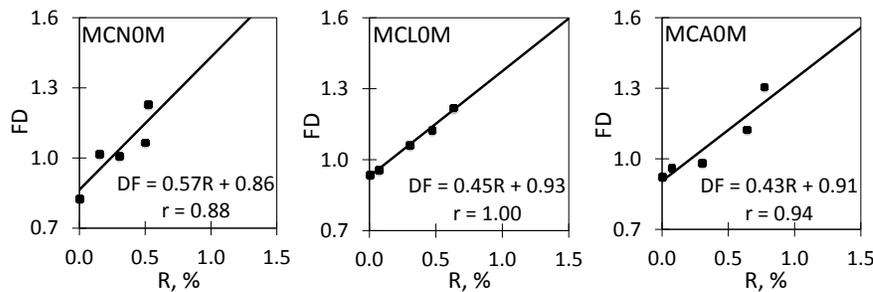


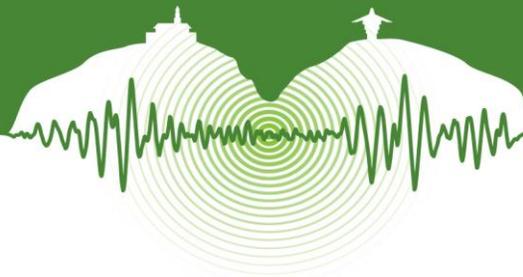
Figura 7: Variación de la deriva con la dimensión fractal en muros reforzados en el alma con malla electrosoldada.

En la Tabla 1 se muestran las líneas de tendencia de la dimensión fractal con la deriva, y sus respectivos coeficientes de correlación, r . En la tabla se observa una muy alta correlación entre la dimensión fractal y la deriva, ya que los valores de r del 80% de las líneas de tendencia que se muestran en las Figuras 5 a 7 están entre 0.90 y 1.00. Sin embargo, para el 20% de las líneas de tendencia restantes, la correlación se considera alta, ya que los valores de r varían entre 0.80 y 0.90. Estas tendencias demuestran la alta confiabilidad que ofrece el valor de la dimensión fractal del agrietamiento para la medición del grado de daño estructural a distintas escalas de intensidad sísmica.

A partir de las líneas de tendencia se obtuvieron los valores de la dimensión fractal del agrietamiento asociadas a las derivas experimentales para los tres estados límites establecidos por Carrillo y Alcocer (2012a); R_{cr} , R_{max} y R_{ur} , y a un estado límite adicional asociado a la falla del muro o a la finalización del ensayo, R_{uu} . Los valores correspondientes de la dimensión fractal se definieron como FD_{cr} , FD_{max} , FD_u y FD_{uu} . Estos valores se muestran en la Tabla 1. De la misma manera, a partir de las líneas de tendencia se obtuvieron los valores de la dimensión fractal del agrietamiento asociadas a las derivas experimentales definidas por Carrillo y Alcocer (2012a), para los tres niveles de desempeño (R_{IO} , R_{LS} , R_{CP}). Los valores correspondientes se definieron como FD_{IO} , FD_{LS} y FD_{CP} , respectivamente. Estos valores también se muestran en la Tabla 1. En este estudio también se definió el valor de la tasa de propagación, la cual corresponde a la pendiente de la línea de tendencia de la dimensión fractal con la deriva.

CONCLUSIONES

Con el fin de proponer un nuevo enfoque de aplicación de la teoría fractal a las ciencias de la ingeniería, en este estudio se analizó y evaluó mediante un enfoque de análisis fractal, la evolución del patrón agrietamiento observado en muros delgados de CR para vivienda de baja altura sometidos a efectos sísmicos. Las variables estudiadas fueron el tipo de concreto, relación de aspecto de los muros, cuantía y tipo de refuerzo a cortante en el alma, y el tipo de ensayo. En el estudio se demostró que el agrietamiento en los componentes de muro y en cualquier otro elemento hecho en concreto, es un indicativo clave del daño estructural. Además, se comprobó que el patrón y distribución de grietas refleja la severidad de la degradación de la capacidad de desempeño sísmico. Para evaluar el daño de este tipo de muros, en este estudio se han propuesto los parámetros de daño basados en la dimensión fractal del agrietamiento generado en los muros delgados de CR bajo la metodología DSBD en función de las variables del programa experimental. Estos parámetros están basados en la dimensión fractal asociada al patrón del agrietamiento, los cuales se establecieron para cada uno de los niveles de desempeño y estados límite de los muros delgados de CR para vivienda de baja altura.



AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Vicerrectoría de Investigaciones de la Universidad Militar Nueva Granada, UMNG, por el apoyo económico del proyecto IMP-ING-1574. El contenido de este artículo representa exclusivamente la opinión de los autores y no refleja la opinión de los patrocinadores y/o colaboradores.

REFERENCIAS

- ASTM. 2007. ASTM A497/A497M-07. Standard specification for steel welded wire reinforcement, deformed, for concrete. American Society for Testing and Materials, ASTM. West Conshohocken: ASTM.
- ACI-318. 2011. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary. American Concrete Institute, ACI. Farmington Hills: ACI.
- Ávila, W. 2014. Evaluación de la dimensión fractal del agrietamiento de muros de concreto para vivienda sometidos a efectos sísmicos. Trabajo de grado, UMNG, Departamento de Ingeniería Civil, Bogotá D.C.
- Carrillo, J. and Alcocer, S. 2012a. Acceptance limitis for performance-based seismic design of RC walls for low-rise housing. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol 41, pp. 2275-2280. doi:10.1002/eqe.2186
- Carrillo, J., and Alcocer, S. 2012b. Backbone Model for performance-based seismic design of RC walls for low-rise housing. *Earthquake Spectra*, Vol 28, N° 3, pp. 943-964. doi:10.1193/1.4000068
- Carrillo, J., and Alcocer, S. 2012c. Experimental investigation on dynamic and quasi-static behavior of low-rise reinforced concrete walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol 42, pp. 635-652. doi:10.1002/eqe.2234
- Coleman, J. W. 2013. Cracking... Defect or Normal? *Concrete International*, Vol 35, N° 9, pp. 35-36.
- Echeverry, F., y Carrillo, J. 2014. Comportamiento histerético y evaluación del daño de muros de concreto para VIS. Informe Técnico, UMNG, Departamento de ingeniería civil, Bogotá D.C.
- Falconer, K. 2003. Fractal Geometry. *Mathematical Foundations and Applications* (2d ed.). Chichester, West Sussex, England: John Wiley & Sons Ltd.
- Farhidzadeh, A., Dehghan-Niri, E., and Moustafa, C. 2013. Damage Assessment of Reinforced Concrete Structures Using Fractal Analysis of Residual Crack Patterns. *Experimental Mechanics*, Vol 53, pp. 1607-1609. doi:10.1007/s11340-013-9769-7
- FEMA 306. 1998. Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings. XVII-XIX, 9-15, pp. 77-84.
- IAEA. 2002. *Guidebook on non-destructive testing of concrete structures*. 44-46.
- NSR-10. 2010. *Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS. Bogotá D.C.: AIS.
- Owles, J. E. 1988. *Foundation Analysis and Design*. Fourth Edition, McGraw-Hill Book Co., 1221 Avenue of the Americas, New York.
- Priestley, M. 2000. Performance Based Seismic Design. Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering - 12WCEE, 2831-2853.
- PRODAC. 2004. *Manual técnico mallas electrosoldadas*. Callao, Perú: PRODAC.
- Sánchez de Guzmán, D. 2001. *Tecnología del Concreto y del Mortero*. Bogotá D.C., Colombia: Universidad Javeriana.
- TruSoft International Inc. 1997. Benoit™. 1.01. St. Petersburg, Florida, USA.



Procedimiento numérico para la calibración de un modelo de espectro de fuente para la obtención de funciones de atenuación y su aplicación en Colombia

Numerical procedure for the calibration of a source spectrum model to derive ground motion prediction equations and its application for Colombia

Gabriel Bernal^{1*}, Mario G. Ordaz², Mario A. Salgado¹, Omar Darío Cardona³, Alex Barbat⁴

¹Investigador, Centre Internacional de Mètodes Numèrics a l'Enginyeria, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España.

²Profesor, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, D.F., México

³Profesor, Instituto de Estudios Ambientales, Universidad Nacional de Colombia, Manizales, Colombia

⁴Profesor, Departamento de Resistencia de Materiales y Estructuras en la Ingeniería, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España.

RESUMEN

Se propone un procedimiento numérico para la calibración de un modelo de espectro de fuente, para obtener la combinación óptima de parámetros sismológicos con el fin de calcular funciones de atenuación no sesgadas en términos de la aceleración espectral en roca firme, usando registros acelerográficos disponibles como objetivo de calibración. El modelo de espectro de fuente es usado para calcular el espectro radiado de aceleración para diferentes momentos sísmicos y distancias hipocentrales, combinando modelos de fuente puntual (campo lejano) y fuente finita (campo cercano). El valor esperado de la aceleración máxima del terreno se calcula del espectro radiado usando teoría de vibraciones aleatorias. Un algoritmo genético es implementado para buscar los parámetros sismológicos del modelo de espectro de fuente que mejor se ajusten a los registros acelerográficos disponibles. Posteriormente, se extiende el procedimiento de calibración a aceleraciones espectrales para diferentes periodos estructurales. Esta metodología puede ser aplicada en cualquier región con una cantidad estadísticamente significativa de registros acelerográficos. La metodología propuesta es empleada para generar funciones de atenuación compatibles con el entorno sísmo tectónico de Colombia, usando 206 acelerogramas como objetivo de calibración. Las funciones de atenuación obtenidas son comparadas con las usadas en el más reciente estudio de amenaza sísmica de Colombia. La comparación muestra que las funciones de atenuación obtenidas presentan el menor sesgo, mostrando un ajuste razonable entre ellas y los acelerogramas disponibles.

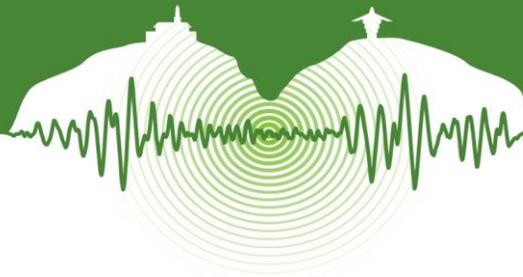
Palabras clave: Atenuación del movimiento fuerte, funciones de atenuación, espectro de fuente, amenaza sísmica.

ABSTRACT

A numerical procedure for the calibration of a source spectrum model to find the optimal combination of seismological parameters and derive unbiased ground motion prediction equations is presented, using available accelerogram recordings as calibration target. The source spectrum model is used to compute the radiated spectra of SH-waves for different seismic moments and hypocentral distances, combining point (far field) and finite (near field) source models. The expected value of the peak ground acceleration is computed from the radiated spectra using random vibrations theory. A genetic algorithm is used to search for the source spectrum parameters that best fit the available strong motion recordings. The procedure can be applied to any region with statistically significant accelerogram records. The proposed methodology is followed to derive spectral ground motion prediction equations compatible with the seismo-tectonic environment of Colombia, using 206 strong motion recordings as the calibration target. The obtained ground motion prediction equations are compared with those used in the latest national seismic hazard assessment study of Colombia. The comparison shows that the strong ground motion prediction equations obtained using the proposed methodology have lower residual bias, showing reasonable matching between them and the real strong motion recordings.

Keywords: Strong motion attenuation, ground motion prediction equations, source spectrum, seismic hazard.

* gabernal@cimne.upc.edu



1. INTRODUCCIÓN

Si bien son muchas las funciones de atenuación de movimiento fuerte disponibles en la literatura, cada una determinada a partir de información de una región particular y mediante suposiciones y consideraciones también particulares, no existe en la actualidad una metodología general de obtención de funciones de atenuación que sea aplicable en cualquier territorio que cuente con instrumentación sísmica adecuada y que esté basada en la solución teórica de las amplitudes espectrales. En este estudio se propone el desarrollo de una metodología numérica para la calibración de un modelo de espectro de fuente a partir de información acelerográfica disponible. Esta metodología será aplicable a cualquier territorio donde se cuente con una muestra representativa de mediciones de movimiento sísmico.

En el marco del análisis probabilista de amenaza sísmica, las funciones de atenuación proveen los momentos de probabilidad de la intensidad de movimiento fuerte distribuida Lognormal, para magnitudes y distancias dentro de su rango de validez. Deben representar de manera adecuada los parámetros sismológicos asociados a la ruptura, los procesos de transformación que sufren las ondas sísmicas al viajar por la corteza terrestre y, adicionalmente, deben estar dadas en términos de variables físicas con relevancia en ingeniería, como lo son la aceleración máxima del terreno (PGA), y la aceleración espectral (S_a).

Los parámetros asociados a la fuente, trayectoria y atenuación local, que son relevantes en la atenuación del movimiento fuerte, pueden ser modelados mediante el uso de un modelo de espectro de fuente, el cual combina el escalamiento de fuente, propagación geométrica, atenuación del medio de tránsito y atenuación local, para proveer una solución teórica de las amplitudes espectrales del movimiento fuerte. Los modelos de espectro de fuente han sido ampliamente usados alrededor del mundo para desarrollar funciones de atenuación en las décadas pasadas (Ordaz & Singh, 1992; Atkinson, 1995; Gallego, 1999; Tavaloki & Pezeshk, 2005; Zafarani & Soghrat, 2012).

En la formulación del espectro de fuente, las fuentes sísmicas son consideradas como discontinuidades en un medio homogéneo e isotrópico, y los terremotos se modelan como dislocaciones de cortante puro. Usando estas suposiciones básicas, la forma del Espectro de Amplitudes de Fourier (EAF) a nivel de la roca firme puede ser calculada para cualquier ubicación. Una vez se ha calculado el EAF, la esperanza matemática de los valores máximos del movimiento fuerte, en el dominio del tiempo, se calcula aplicando las herramientas dadas en la teoría de vibraciones aleatorias. El enfoque mencionado permite el cálculo de la esperanza matemática de parámetros pico del movimiento fuerte, como lo es el PGA, en cualquier ubicación, dado un momento sísmico (el cual está asociado a la magnitud) y una distancia hipocentral. Cuando se repite el cálculo para muchas magnitudes y distancias hipocentrales, se obtiene una función de atenuación.

El modelo de espectro de fuente depende de un número importante de variables que definen el proceso de ruptura de la corteza y la calidad del medio de tránsito de las ondas sísmicas, por lo tanto su uso para generar funciones de atenuación no es directo. Dada la alta no linealidad de la solución de la esperanza matemática del movimiento fuerte, un procedimiento numérico de calibración fue desarrollado, con el fin de determinar el conjunto de parámetros sismológicos que mejor se ajustan a las intensidades reales medidas mediante una red de acelerógrafos. En este estudio, el primer parámetro objetivo de calibración es PGA. A la aceleración espectral se le da un tratamiento un poco diferente.

2. ESPERANZA MATEMÁTICA DE PGA

Para cualquier magnitud y distancia hipocentral, el EAF radiado, de ondas SH, es calculado y la esperanza matemática de PGA ($E\{PGA\}$) es determinada aplicando teoría de vibraciones aleatorias. En este estudio se usa como base el modelo de espectro de fuente propuesto por Singh et al. (1989).

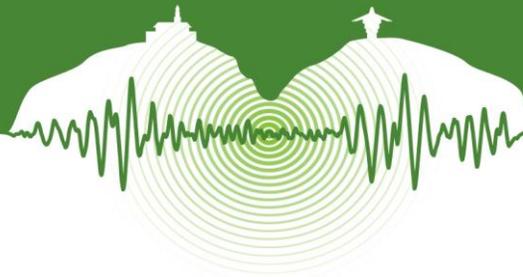
2.1 Espectro de Amplitudes de Fourier de aceleración

El modelo de espectro radiado de ondas SH propuesto por Singh et al. (1989) considera todos los procesos relevantes en la atenuación del movimiento fuerte. Está basado en la formulación del espectro de fuente de Brune (1970), con términos adicionales que dan cuenta de la anelasticidad del medio de tránsito, atenuación local y el tipo de ondas predominante en la atenuación geométrica. Singh et al. (1989) define espectros de fuente puntual y fuente finita para campo lejano y campo cercano, respectivamente.

2.1.1 Modelo de fuente puntual

El espectro de amplitudes de Fourier de aceleración $A(f, R, M_0)$, asumiendo un modelo de fuente ω^{-2} , puede escribirse como:

$$A(f, R, M_0) = C \cdot S(f, M_0) \cdot G(R) \cdot F_Q(f, R) \cdot F_\kappa(f, R) \quad (1)$$



en donde f es la frecuencia, R la distancia hipocentral, M_0 el momento sísmico, C es una constante relacionada con el medio de tránsito de las ondas sísmicas, $S(f, M_0)$ es el término de fuente, $G(R)$ es el término de la propagación geométrica, $F_Q(f, R)$ es el filtro de anelasticidad y $F_\kappa(f, R)$ es el filtro de atenuación local o filtro kappa. El término constante es,

$$C = \frac{R_{\theta\phi} (2\pi)^2 F \cdot P \cdot A_{up}}{4\pi\rho\beta^3} \quad (2)$$

en donde $R_{\theta\phi}$ es el patrón de radiación, F es un factor de amplificación por superficie libre, P es un factor de partición de la energía en dos componentes ortogonales, ρ es la densidad del medio y β es su velocidad de onda de cortante. A_{up} es un factor de corrección por la amplificación inducida en las ondas S por su propagación hacia arriba a través de capas de material con velocidad de onda de cortante progresivamente menor (Boore, 1986). A pesar de ser dependiente de la frecuencia, es aproximadamente 2 para $f > 1$ Hz. En este trabajo se asumió $A_{up} = 2$ para todas las frecuencias. El término de fuente, para una fuente ω^{-2} , está dado por Brune (1970),

$$S(f, M_0) = \frac{M_0 \cdot f^2}{1 + \left(\frac{f}{f_c}\right)^2} \quad (3)$$

$$f_c = 4.9 \cdot 10^6 \beta \cdot \sqrt[3]{\frac{\Delta\sigma}{M_0}} \quad (4)$$

en donde $\Delta\sigma$ es la caída de esfuerzos y f_c es la frecuencia de esquina. El término de propagación geométrica es,

$$G(R) = \begin{cases} 1/R & \text{para } R \leq R_x \\ 1/\sqrt{R \cdot R_x} & \text{para } R > R_x \end{cases} \quad (5)$$

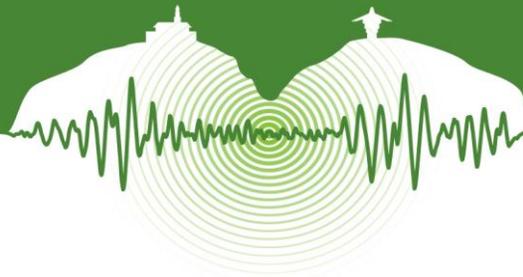
Este término da cuenta de la predominancia de ondas de cuerpo en la propagación cuando $R \leq R_x$, y de ondas de superficie para $R > R_x$. Por lo tanto, R_x es la distancia en la cual se espera que cambie el tipo de ondas predominantes. Las ondas superficiales son predominantes para distancias hipocentrales mayores a 100 Km. El filtro de anelasticidad es,

$$F_Q(f, R) = \exp\left(\frac{-\pi f R}{\beta Q(f)}\right) \quad (6)$$

en donde $Q(f)$ es el factor de calidad de las rocas Q (Knopoff, 1964) dependiente de la frecuencia. En este trabajo se asume una dependencia de Q con la frecuencia de la forma $Q = Q_0 f^\varepsilon$, la cual es una versión generalizada de la función asumida en trabajos previos (Castro et al., 1990; Ordaz & Singh, 1992; Atkinson, 1995; Tavaloki & Pezeshk, 2005; Singh et al., 2007; Hassani et al., 2011). Es importante anotar que para valores de $\varepsilon < 1$, F_Q funciona como un filtro pasa-bajas, lo cual es su intención. En el caso en que $\varepsilon = 1$, Q sería proporcional a la frecuencia y el filtro F_Q resultaría siendo constante para una distancia hipocentral dada. Valores de $\varepsilon > 1$ resultan en un F_Q pasa-altas, lo cual es inconsistente dado que el espectro radiado no sería de tipo ω^{-2} . Por lo tanto, ε debe siempre ser menor a 1. El filtro de atenuación local (o filtro kappa) es,

$$F_\kappa = \exp(-\pi f \kappa) \quad (7)$$

El filtro de atenuación local está asociado al hecho que las amplitudes de alta frecuencia se atenúan mucho más rápido de lo predicho por la anelasticidad y atenuación geométrica, debido principalmente a condiciones particulares en cercanía a la superficie, que pueden variar de ubicación en ubicación. Este filtro da cuenta de la disminución en la amplitud espectral para $f > f_{max}$, siendo f_{max} la frecuencia de corte introducida por Hanks en 1982. Aplicando las definiciones anteriores a la ecuación 1 se obtiene, para $R \leq R_x$ (predominancia de ondas de cuerpo)



$$A_{puntual}(f, R, M_0) = C \cdot \frac{M_0 \cdot f^2}{1 + \left(\frac{f}{f_c}\right)^2} \cdot \frac{1}{R} \cdot \exp\left(\frac{-\pi f R}{\beta Q_0 f^\epsilon}\right) \cdot \exp(-\pi f \kappa) \quad (9)$$

y para $R > R_x$ (predominancia de ondas de superficie)

$$A_{puntual}(f, R, M_0) = C \cdot \frac{M_0 \cdot f^2}{1 + \left(\frac{f}{f_c}\right)^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{R \cdot R_x}} \cdot \exp\left(\frac{-\pi f R}{\beta Q_0 f^\epsilon}\right) \cdot \exp(-\pi f \kappa) \quad (10)$$

2.1.2 Modelo de fuente finita

Con el fin de considerar que en el campo cercano el rompimiento no puede ser considerado puntual, Singh et al. (1989) proponen un modelo de fuente finita que está basado en la definición de una zona de ruptura de geometría circular, formada por mucho diferenciales de área, cada uno de los cuales puede modelarse como fuente puntual. El espectro de campo cercano resultante, calculado en un punto localizado sobre el eje del círculo de ruptura es

$$A_{finita}(f, R, M_0)^2 = 2C^2 (M_0 f_c^2)^2 \frac{\exp(-2\pi f \kappa)}{r_0^2} \left[E1(\alpha R) - E1\left(\alpha \sqrt{r_0^2 + R^2}\right) \right] \quad (11)$$

en donde $\alpha = 2\pi\beta Q_0$, r_0 es el radio del área de ruptura y $E1$ es la integral exponencial (Abramowitz & Stegun, 1964). El modelo de fuente puntual es válido únicamente para $f > f_c$. Para frecuencias menores, el modelo indica amplitudes espectrales casi constantes. Esta característica hace que sea imposible aplicar el modelo de fuente finita solo. La banda de baja frecuencia del espectro radiado ($f < f_c$) estará siempre definida por el modelo de fuente puntual. Esto tiene sentido dado que el espectro es de tipo w-2 incluso para el campo cercano. Por otra parte, el modelo de fuente puntual predice amplitudes espectrales muy grandes para la banda de frecuencias centrales ($f_c < f < f_{max}$), para grandes momentos sísmicos. Esta situación se corrige en el modelo de fuente finita dado que este modelo se satura dada la naturaleza finita del rompimiento. En este modelo, todos los diferenciales de área que componen la zona de ruptura aportan amplitud al espectro radiado, pero aquellos ubicados cerca del perímetro de la zona aportan menos que los ubicados cerca al centro. Por esta razón, se define el espectro radiado como el mínimo entre los espectros calculados con los modelos de fuente finita y puntual.

$$A(f, R, M_0) = \text{Min}\{A_{puntual}(f, R, M_0), A_{finita}(f, R, M_0)\} \quad (12)$$

2.2 Valor esperado de PGA

Dada la naturaleza aleatoria de los registros de movimiento fuerte, la teoría de vibraciones aleatorias puede ser usada para determinar el valor esperado de PGA ($E\{PGA\}$) como función del EAF de aceleración. De los trabajos de Cartwright y Longuet-Higgins (1956) y Davenport (1964) se puede establecer que

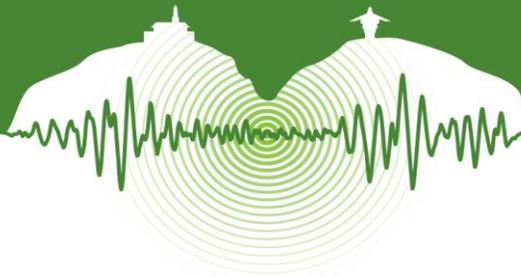
$$E\{PGA\} = a_{rms} \cdot FP \quad (13)$$

en donde a_{rms} es la aceleración cuadrática media y FP es el valor esperado de la máxima razón PGA/a_{rms} . a_{rms} y FP se calculan como sigue

$$a_{rms} = \sqrt{\frac{m_0}{T_d}} \quad (14)$$

$$FP = \sqrt{2 \ln\left(\frac{T_d}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{m_2}{m_0}}\right)} + \frac{\gamma}{\sqrt{2 \ln\left(\frac{T_d}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{m_2}{m_0}}\right)}} \quad (15)$$

en donde T_d es la duración de la fase intensa, γ es la constante de Euler ($\gamma = 0.577\dots$) y m_n son los momentos de orden n del EAF,



$$m_n = \frac{2^{n+1} \pi^n}{T_d} \int_{-\infty}^{\infty} f^n A(f, R, M_0)^2 df \quad (16)$$

De acuerdo con Herman (1985), la duración de la fase intensa puede obtenerse como

$$T_d = \frac{1}{f_c} + 0.05R \quad (17)$$

3. PROCEDIMIENTO PARA LA CALIBRACIÓN DEL MODELO PARA PGA

La metodología presentada permite el cálculo de la esperanza matemática de PGA como función del EAF de aceleración radiado. $E\{PGA\}$ puede entonces ser expresado como una función de todos los parámetros involucrados en su formulación.

$$E\{PGA\} = f(M_0, R, R_x, \Delta\sigma, Q_0, \varepsilon, \kappa, \rho, \beta, R_{\theta\phi}) \quad (18)$$

En este estudio, los parámetros de la función presentada en la Ec. 18 son las variables de calibración. Sin embargo, no todas las variables en la Ec. 18 son susceptibles de calibración. Dado que la magnitud y la distancia son conocidas, M_0 y R son removidos del conjunto de variables. M_0 es función de la magnitud de momento (M_w) como se indica en Hanks y Kanamori (1979). Para el desarrollo de este estudio, se asumieron los valores $\rho = 2.5 \text{ Ton/m}^3$ y $\beta = 3.5 \text{ Km/s}$. R_x fue definido por Gallego y Ordaz (1999) como 100 Km para el territorio colombiano, valor que se mantiene en este trabajo. El conjunto final de parámetros sismológicos es: $\Delta\sigma$, ε , Q_0 , κ , y $R_{\theta\phi}$. La cantidad $E\{PGA\}$ está entonces definida mediante una función altamente no lineal en un espacio de 6 dimensiones, por lo cual la aplicación de métodos estadísticos clásicos de ajuste es impráctica. Por lo tanto, en este trabajo se desarrolló un algoritmo genético con el fin de buscar el conjunto óptimo de parámetros sismológicos que mejor se ajusten a los valores de PGA observados en los registros acelerográficos.

En el algoritmo genético implementado en este estudio, los individuos corresponden a diferentes modelos de atenuación de movimiento fuerte. El genotipo de estos individuos es el conjunto de parámetros sismológicos seleccionados para la calibración. La evolución inicia con una población de individuos generados aleatoriamente, y sigue un proceso iterativo en el cual los individuos son cruzados y mutados (es decir, su genotipo es modificado) para dar vida a la población de la siguiente generación. En cada generación, el ajuste de cada individuo de la población (es decir, el sesgo que presenta a los valores observados de PGA) es evaluado. En este estudio se implementó un enfoque de Evolución Forzada (EF), en el cual el individuo con el mejor ajuste (al cual se le denomina “campeón”) es cruzado con todos los demás individuos de su generación, creando así la siguiente generación. Este enfoque garantiza que el ajuste obtenido en cada generación es, al menos, tan bueno como el de la generación anterior. La nueva generación de individuos es usada en la siguiente iteración del algoritmo. El algoritmo termina cuando se alcanza un máximo número de generaciones, o cuando se obtiene un ajuste suficientemente bueno.

3.1 Estructura del algoritmo

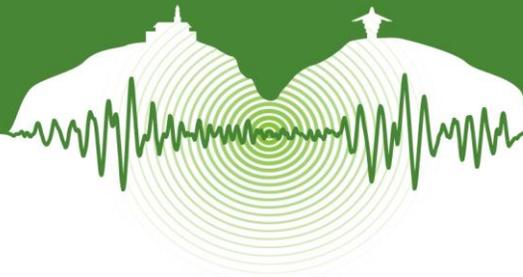
Un conjunto de cientos o miles de individuos es creado como población inicial. Todos los individuos son creados mediante la selección aleatoria de los valores de los parámetros sismológicos que componen su genotipo, dentro de rangos predefinidos. Estos rangos permiten restringir los valores de estos parámetros solamente a valores con un sentido físico lógico.

Dentro de cada generación, el ajuste de los individuos es determinado por su capacidad de reducir el sesgo respecto a los valores observados de PGA. Para cada individuo, la cantidad $E\{PGA\}$ es calculada junto con los residuales para cada registro acelerográfico. Los residuales (Re) se calculan como sigue

$$Re = \ln\left(\frac{a_{rec}}{E\{PGA\}}\right) \quad (19)$$

en donde a_{rec} es la aceleración nominal registrada en cada acelerograma. En seguida, para cada individuo se calcula el sesgo de la siguiente manera

$$sesgo = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Re_i \quad (20)$$



El individuo con el menor sesgo será declarado campeón y será cruzado con todos los otros individuos de su generación. Las operaciones de cruce y mutación son ejecutadas luego de la selección del individuo campeón. Estas operaciones permiten la creación de nuevos individuos para la siguiente generación. El cruce se lleva a cabo por medio de una mezcla aleatoria de los parámetros sismológicos de los individuos “padres” (uno de los cuales es siempre el campeón), de manera que el individuo “hijo” resultante tiene en su genotipo información de ambos padres. El tamaño de la población se mantiene siempre constante. Dada la alta no linealidad del problema, no es posible asegurar que el individuo campeón corresponda a uno con el mínimo sesgo global. Por lo tanto, los individuos son aleatoriamente mutados durante la evolución con el fin de evitar el estancamiento en un mínimo sesgo local.

Un mínimo sesgo aceptable y un máximo número de generaciones deben ser definidos con el fin de limitar el número total de iteraciones. Cuando alguno de los dos se alcanza, el algoritmo finaliza. El individuo campeón de la última generación contiene la combinación óptima de parámetros sismológicos que definen el modelo de espectro de fuente y proveerá el menor sesgo.

4. EXPANSIÓN A ORDENADAS ESPECTRALES

El procedimiento de cálculo puede ser expandido para calcular funciones de atenuación de la aceleración espectral, mediante la multiplicación del EAF de aceleración teórico por la función de transferencia de un oscilador de un grado de libertad (OIGDL). El espectro de respuesta de aceleración es de gran importancia para fines de ingeniería, dado que provee la máxima aceleración inducida sobre un OIGDL de comportamiento elástico durante la ocurrencia de un terremoto. La función de transferencia de un OIGDL de periodo de vibración T y coeficiente de amortiguamiento ζ está dada por,

$$H(f, T, \zeta) = \frac{1}{1 - (f \cdot T)^2 + 2\zeta(f \cdot T)} \quad (21)$$

El EAF de aceleración de la respuesta del OIGDL (A_{osc}) se calcula multiplicando su función de transferencia por el EAF radiado,

$$A_{osc}(f, R, M_0, T, \zeta) = A(f, R, M_0) \cdot H(f, T, \zeta) \quad (22)$$

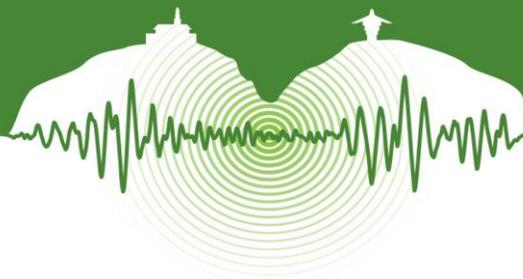
El valor esperado de la aceleración espectral se calcula de A_{osc} usando teoría de vibraciones aleatorias, de la misma manera que para PGA, con una modificación para dar cuenta del cambio en la duración de la fase intensa. T_d es reemplazado en la ecuación 38 por la duración de la respuesta del OIGDL (T_r). T_r se calcula según lo indicado por Joyner y Boore (1988),

$$T_r = T_d + \frac{\left(\frac{T_d}{T}\right)^3}{\frac{2\zeta\pi}{T} \left(\left(\frac{T_d}{T}\right)^3 + \frac{1}{3}\right)} \quad (23)$$

4.1 Procedimiento para la calibración del modelo para ordenadas espectrales

La metodología presentada permite el cálculo de la esperanza matemática de la aceleración espectral como función del EAF de aceleración radiado, modificado por la función de transferencia de un OIGDL con periodo fundamental de vibración T . Los términos asociados al EAF de la aceleración espectral son los mismos asociados a PGA (constante, de fuente, propagación geométrica, atenuación anelástica y atenuación local) más el término asociado a la respuesta elástica de un OIGDL. El único término que tiene una dependencia directa con el periodo estructural es el término de respuesta de un OIGDL. Este término no cuenta con parámetros libres que puedan ser susceptibles de calibración. Por lo tanto, debe seleccionarse de los parámetros libres del modelo sismológico, aquellos que puedan ser empleados para ajustar el modelo a las ordenadas espectrales.

Dentro del conjunto de parámetros sismológicos, se selección Q_0 como parámetro susceptible de calibración para ordenadas espectrales. Esta selección tiene que ver con la clara dependencia de Q con la frecuencia, así mismo como la independencia de todos los demás parámetros ($M_0, R, R_x, \Delta\sigma, \varepsilon, \kappa, \rho, \beta$ y $R_{\theta\phi}$) con la frecuencia. Se consideró entonces que los parámetros sismológicos no dependientes de la frecuencia, quedarían establecidos por el resultado del procedimiento de calibración sobre PGA. Esto implica entonces que en el cálculo del valor esperado de las aceleraciones espectrales, los parámetros $R_x, \Delta\sigma, \varepsilon, \kappa, \rho, \beta$ y $R_{\theta\phi}$ son constantes. Dado que M_0, R y T son cantidades conocidas, el único parámetro libre es Q_0 . De esta manera, se aplica el mismo algoritmo de ajuste que para la calibración de PGA sobre $Sa(T)$. Vale la pena hacer notar que la ejecución del algoritmo genético en este caso resulta en una búsqueda aleatoria de valores de Q_0 .



5. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA EN COLOMBIA

Con el fin de implementar y probar la metodología propuesta, se presenta en esta sección la construcción de funciones de atenuación para el territorio colombiano, calibradas con registros acelerográficos de sismos ocurridos en el país. El territorio colombiano constituye una amplia región de interacción tectónica, en la cual interactúan las placas Caribe, Suramérica y Nazca. La totalidad del territorio se encuentra ubicado sobre la placa Suramérica. Al occidente, la placa Nazca subduce la placa Suramérica a lo largo de la Costa Pacífica colombiana, teniendo asociado a este movimiento sismos de alta magnitud. Las deformaciones inducidas en la corteza por efecto de la interacción entre las placas Nazca y Suramérica, son absorbidas por un conjunto de sistemas de fallas corticales, dentro de los cuales resaltan el sistema Romeral, de tipo transcurrente, y el sistema Frontal de la Cordillera Oriental ubicado en el piedemonte llanero, y de tipo inverso (falla de cabalgamiento). Al norte, el principal rasgo sismotectónico lo constituye la zona de compresión entre las placas Suramérica y Caribe, la cual induce deformaciones que son absorbidas por movimientos transcurrentes de los sistemas Oca en Colombia y San Sebastián en Venezuela.

5.1 Base de datos de movimiento fuerte

Los registros de movimiento fuerte fueron obtenidos de la Red Nacional de Acelerógrafos de Colombia (RNAC), operada por el Servicio Geológico Colombiano. La base de datos contiene un total de 284 acelerogramas crudos (no corregidos) registrados a nivel de roca firme para un periodo de 14 años desde 1994 a 2008, para terremotos con magnitud de momento M_w superior a 4.4. Registros posteriores no han sido incluidos en este estudio, pero no han ocurrido sismos importantes en Colombia desde entonces.

Los 284 acelerogramas fueron sometidos a un procesamiento que incluyó: corrección de instrumento (ganancia) y de línea base (fase 1 del procesamiento) y filtrado pasabanda y diezmado a un intervalo de tiempo uniforme (fase 2 del procesamiento). Después de este proceso, la base de datos fue depurada con el fin de descartar registros erróneos o de muy bajo PGA. La base de datos definitiva cuenta con 206 registros acelerográficos. Finalmente, los registros se dividieron en dos conjuntos: sismos corticales y sismos de subducción. Los grupos quedaron conformados por 87 acelerogramas asociados a 22 terremotos corticales y 119 acelerogramas asociados a 15 terremotos de subducción.

La magnitud fue expresada de manera uniforme en escala de magnitud de momento M_w , y la distancia hipocentral fue usada como distancia fuente-sitio. Las magnitudes van de 4.4 a 6.8 M_w , y las distancias hipocentrales van de 88 a 619 Km. Los registros se encuentran distribuidos uniformemente en las magnitudes pero no en las distancias. El intervalo de distancias de 100 a 300 Km tiene más del 65% de todos los registros. Para distancias mayores a 400Km, solamente se cuenta con 13 acelerogramas. La estimación del movimiento fuerte para distancias mayores a 400 Km es de gran importancia en el caso Colombiano, dada la posibilidad de ocurrencia de un sismo de gran magnitud en la zona de subducción de la costa pacífica, que afecte la ciudad de Bogotá debido a los importantes efectos de sitio que ahí se presentan. Por otra parte, la máxima magnitud disponible es 6.8 M_w , que es un valor bajo comparado con las máximas magnitudes esperadas en las fuentes sismogénicas colombianas (AIS, 2010; Salgado et al., 2010). Estos vacíos en los datos limitan la aplicabilidad de técnicas de regresión para la generación de funciones de atenuación en Colombia. El procedimiento aquí propuesto parece proveer una solución práctica en este caso.

5.2 Funciones de atenuación de PGA para Colombia

El procedimiento de calibración propuesto ha sido aplicado para obtener el conjunto de parámetros sismológicos del modelo de espectro de fuente que mejor se ajustan a los valores de PGA observados. Se calibraron funciones de atenuación para sismos corticales y de subducción por separado. La Tabla 1 presenta los rangos iniciales para los parámetros sismológicos, definidos previamente a la calibración.

Tabla 1: Rangos iniciales para los parámetros sismológicos

Parámetro	Unidades	Mínimo	Máximo
$\Delta\sigma$	Bar	50	250
ε		0.8	1
Q_o	-	50	800
K	-	0.005	0.04
$R_{\theta\theta}$	-	0.55	0.65

Los parámetros sismológicos resultantes se presentan en la Tabla 2, junto con el sesgo y desviación estándar finales. Los valores de los parámetros son lógicos desde el punto de vista de su significado físico. Los sesgos finales son muy cercanos a cero, lo cual indica en términos prácticos que la estimación de PGA usando el procedimiento propuesto se puede considerar como no sesgada, lo cual es una característica muy deseable en las funciones de atenuación.



Tabla 2: Parámetros sismológicos resultantes, sesgo y desviación estándar para cada modelo

Mecanismo focal	$\Delta\sigma$ [bar]	Q_0	ε	k	$R_{\theta\phi}$	Sesgo	Desviación estándar
Cortical	235.9	723.1	0.9	0.0333	0.642	0.0009	0.63
Subducción	210.3	477.9	0.91	0.0346	0.623	0.0008	0.72

La Figura 3 presenta las funciones de atenuación obtenidas en términos de PGA y calculadas con los parámetros de la Tabla 2, para sismos corticales y de subducción. Estas funciones de atenuación han sido definidas para distancias hipocentrales entre 5 y 500 Km y magnitudes entre 4 y 8 Mw.

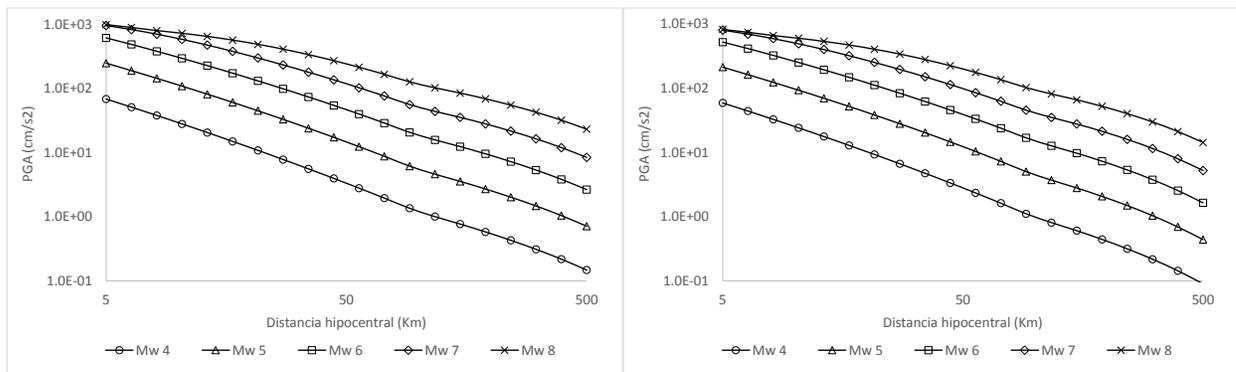


Figura 3: Funciones de atenuación para sismos corticales (izquierda) y de subducción (derecha).

5.3 Funciones de atenuación de la aceleración espectral para Colombia

El procedimiento de calibración propuesto en este estudio se ejecutó para obtener funciones de atenuación de la aceleración espectral para OIGDL con 0.05, 0.1, 0.15, 0.3, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, y 3.0 segundos de periodo fundamental de vibración, y $\zeta = 5\%$. El rango de variación de Q_0 es el mismo presentado en la Tabla . Se calibraron funciones de atenuación para sismos corticales y de subducción. Los valores de Q_0 obtenidos en cada caso, junto con el correspondiente sesgo y desviación estándar, se presentan en la Tabla 3.

Tabla 3: Valores resultantes de Q_0 , sesgo y desviación estándar por tipo de terremotos

T (seg)	Cortical			Subducción		
	Q_0	Sesgo	Desv. est	Q_0	Sesgo	Desv. est.
0.05	241.2	-0.0027	0.76	355.9	0.0172	0.72
0.10	257.8	0.0053	0.78	356.9	0.0143	0.76
0.15	344.3	0.0154	0.78	406.9	0.0208	0.75
0.30	578.3	0.0015	0.72	382.2	0.0232	0.72
0.50	390.4	0.0009	0.68	253.2	0.0075	0.70
1.00	319.2	-0.0010	0.66	165.5	0.0483	0.70
1.50	302.3	-0.0008	0.64	146.8	-0.0492	0.72
2.00	371.2	-0.0046	0.67	149.6	-0.1402	0.74
2.50	510.9	0.0033	0.70	124.8	0.0334	0.71
3.00	954.9	-0.0003	0.72	132.8	-0.0540	0.73

5.4 Comparación con funciones de atenuación previamente aplicadas al caso colombiano

Las funciones de atenuación obtenidas son comparadas con las que fueron usadas en el Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia (AIS 2010, Salgado et al., 2010). Esas funciones de atenuación son: Campbell strike (Campbell, 1997) y Gallego y Ordaz (1999) para sismos corticales, y Campbell reverse (Campbell, 1997) y Gallego y Ordaz (1999) para sismos de subducción; todas ellas a nivel de roca firme. Se calcularon los residuales para todas estas funciones de atenuación usando la base de datos de acelerogramas de este estudio. La Figura 5-7 presenta los sesgos y desviaciones estándar, en función del periodo estructural.

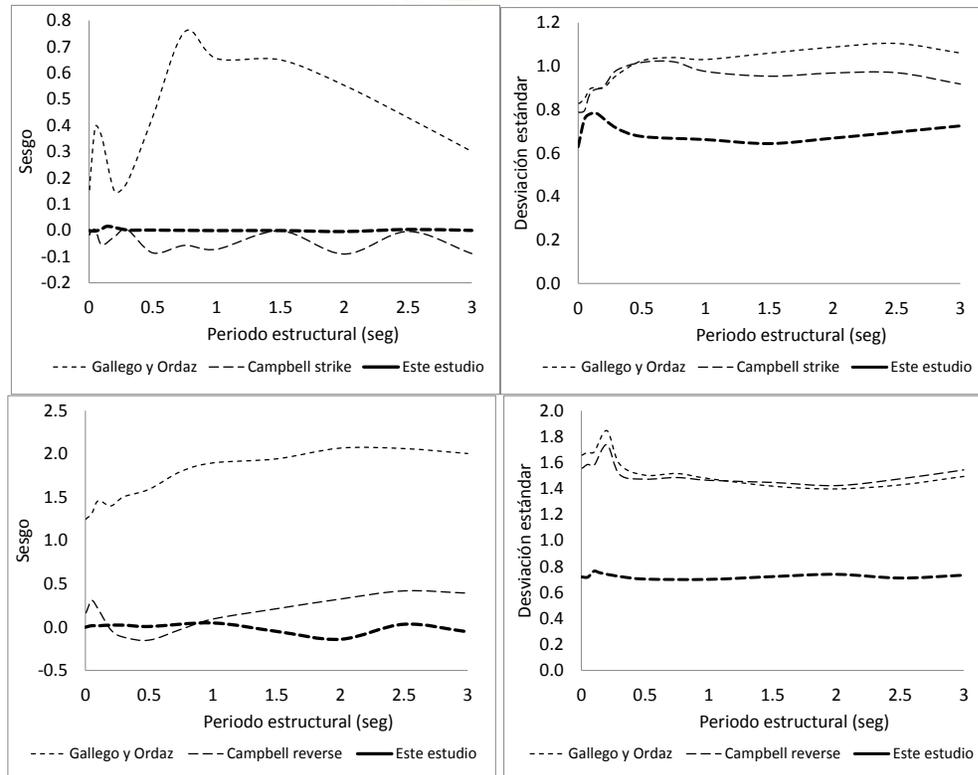


Figura 5-7. Comparación de los sesgos y desviaciones estándar de la función de atenuación obtenida para sismos corticales (arriba) y de subducción (abajo) con aquellas usadas en el Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia, para diferentes periodos estructurales

CONCLUSIONES

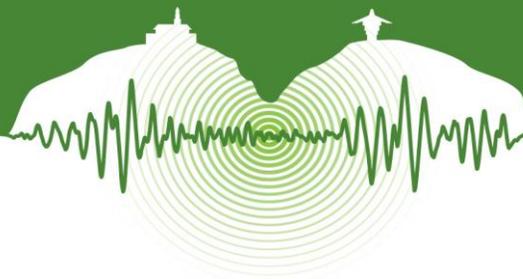
Los parámetros sismológicos que definen el modelo de espectro de fuente, son calibrados usando un algoritmo genético, con el fin de minimizar el sesgo entre los datos observados, provenientes de una red de acelerógrafos, con los valores calculados usando el espectro de fuente. Este procedimiento permite obtener el juego de parámetros sismológicos óptimos con los cuales se obtienen estimaciones insesgadas del movimiento fuerte. Este procedimiento puede aplicarse en cualquier región del mundo que cuente con una red de acelerógrafos operativa y un número suficiente de registros. Los registros acelerográficos deben ser depurados y procesados antes de aplicar la metodología con el fin de evitar una estimación errónea de los sesgos y desviaciones estándar. El algoritmo de calibración fue implementado en el software Strong Motion Analyst[†], el cual es un programa de uso académico libre, que puede ser usado para obtener funciones de atenuación en diversas regiones del mundo.

Dentro de este trabajo de investigación, en definitiva, se obtuvieron dos modelos de atenuación finales, uno por cada tipo de terremotos, los cuales se generan mediante el ensamblaje de los modelos de atenuación particulares de cada periodo estructural y PGA. Estos modelos de atenuación tienen, en todos los casos, sesgos cercanos a cero, lo cual indica que son insesgados en todas las ordenadas espectrales. Adicionalmente, sus desviaciones estándar están dentro de los valores normales reportados en la literatura. El modelo de atenuación acá presentado fue empleado para la evaluación de la amenaza sísmica de Colombia con el fin de definir coeficientes sísmicos de diseño para la versión más reciente del Código Colombiano de Puentes (CCP 14, AIS 2014).

AGRADECIMIENTOS

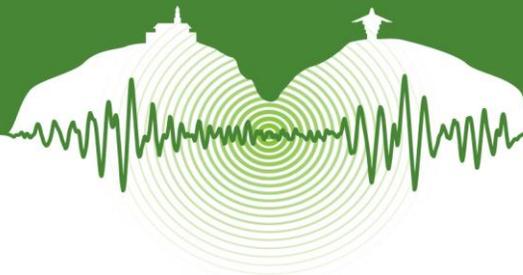
Los autores agradecen al programa de becas “Paul C. Bell” de la Florida International University, Miami, FL, por el soporte económico para la realización de este trabajo de investigación.

[†] www.engsoftwaresolutions.com/SMA



REFERENCIAS

- Abramowitz, M. and Stegun, I. A. 1965. *Handbook of mathematical functions. National Bureau of Standards. Applied Mathematics Series.* Dover Publications.
- AIS. 2014. *Código Colombiano de Puentes.* Comité AIS-200.
- AIS. 2010. *Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia.* Comité AIS-300.
- Atkinson, G.M. 1995. Attenuation and Source Parameters of Earthquakes in the Cascadia Region. *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol 85, N° 5, pp. 1327-1342.
- Boore, D. 1986. The effect of finite bandwidth on seismic scaling relationships, *Earthquake Source Mechanics*, S. Das, J. Boatwright, and C. H. Scholz (Editors). American Geophysical Union Monograph 37, pp. 275-283.
- Brune, J.N. 1970. Stochastic simulation of high-frequency ground motions based on seismological models of the radiated spectra. *J. Geophys. Res.*, Vol 75, pp. 4997-5009.
- Campbell K. 1997. Empirical Near-Source Attenuation Relationships for Horizontal and Vertical Components of Peak Ground Acceleration, Peak Ground Velocity and Pseudo-Absolute Acceleration Response Spectra. *Seismological Research Letters*, Vol 68, N° 1, pp. 154-179.
- Cartwright, D.E. and Longuet-Higgins, M. S. 1956. The statistical distribution of a maxima of a random function. *Proc. Roy. Soc. London*, Vol 237, pp. 212-232.
- Castro, R.R., Anderson, J.G., and Singh, S.K. 1990. Site response, attenuation and source spectra of S waves along the Guerrero, Mexico, subduction zone. *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol 80, N° 6, pp. 1481-1503.
- Davenport, A.G. 1964. Note on the distribution of the largest value of a random function with application to gust loading. *Proc. Inst. C. E.*, Vol 28, pp. 187-196.
- Gallego, M. y Ordaz, M. 1999. Construcción de leyes de atenuación para Colombia a partir de espectros fuente y teoría de vibraciones aleatorias. *Revista internacional de ingeniería de estructuras*, Vol 4, N° 1, pp. 45-60.
- Hanks, T.C. 1982. f_{max} . *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol 72, N° 6, pp. 1867-187.
- Hanks, T.C. and Kanamori, H. 1979. Moment magnitude scale. *J. Geophys. Res.*, Vol 84, pp. 2348-2350.
- Hassani, B., Zafarani, H., Farjoodi, J., and Ansari, A. 2011. Estimation of site amplification, attenuation and source spectra of S-waves in the East-Central Iran. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol 31, pp. 1397-1413.
- Hermann, R.B. 1985. An extension of random vibration theory estimates of strong ground motion to large distances. *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol 73, pp. 157-171.
- Joyner, W.B. and Boore, D.M. 1988. Measurement, characterization and prediction of strong ground motion. Earthquake Engineering and Soil Dynamics II. *Proc. Am. Soc. Civil Eng. Geotech. Eng. Div. Specialty Conf. June 27-30, 1998, Park City, Utah.*
- Ordaz, M. and Singh, S.K. 1992. Source spectra and spectral attenuation of seismic waves from Mexican earthquakes, and evidence of amplification in the hill zone of Mexico City. *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol 82, N° 1, pp. 24-43.
- Salgado-Gálvez, M.A., Bernal G., Yamín L., y Cardona O. (2010). Evaluación de la amenaza sísmica de Colombia. Actualización y uso en las nuevas normas colombianas de diseño sismo resistente NSR-10. *Rev. de Ing.*, N° 32, pp. 28-37.
- Singh, S. K., Ordaz, M., Anderson, J.G., Rodríguez, M., Quaas, R., Mena, E., Ottaviani, M., and Almora, D. (1989). Analysis of near source strong ground motion recordings along the Mexican subduction zone. *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol 70, pp. 903-914.
- Singh, S. K., Iglesias, A., García, D., Pacheco, J. F., and Ordaz, M. 2007. Q of Lg Waves in the Central Mexican Volcanic Belt. *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol 97, N° 4, pp. 1259-1266.
- Tavakoli, B. and Pezeshk, S. (2005). Empirical-Stochastic Ground-Motion Prediction for Eastern North America. *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol 95, N° 6, pp. 2283-2296
- Zafarani, H. and Soghrat, M. 2012. Simulation of Ground Motion in the Zagros Region of Iran Using the Specific Barrier Model and the Stochastic Method. *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol 102, N° 5, pp. 2031-2045



Simulación probabilista del riesgo sísmico en Lorca Probabilistic simulation of the seismic risk of Lorca

Mario A. Salgado-Gálvez^{1,2*}, Martha L. Carreño^{1,2}, Alex H. Barbat^{2,1}, Omar D. Cardona³

¹*Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE), Barcelona, España*

²*Universidad Politécnica de Cataluña (UPC), Barcelona, España*

³*Profesor, Universidad Nacional de Colombia, Manizales, Colombia*

RESUMEN

En este artículo se ha realizado un análisis de pérdidas por terremoto para Lorca, España. La amenaza sísmica se ha representado mediante un conjunto de escenarios estocásticos que permite considerar el efecto de todos los eventos posibles sobre las pérdidas futuras en la ciudad. También se ha considerado la respuesta dinámica del suelo utilizando funciones de transferencia espectrales. Otro de los puntos de partida importantes para la estimación de daños y pérdidas ha sido la base de datos de los edificios de Lorca que incluye información sobre las estructuras como edad, material de construcción, número de pisos y tipología. A cada tipología estructural se le ha asociado una función de vulnerabilidad que permite obtener las pérdidas esperadas para diferentes niveles de aceleración. Considerando un enfoque con base en el costo de reposición se han calculado las pérdidas directas en términos monetarios. El resultado más importante obtenido ha sido la curva de excedencia de pérdidas a partir de la cual se ha derivado la pérdida anual esperada y la pérdida máxima probable. Tanto la amenaza como la vulnerabilidad fueron modeladas de manera probabilista, considerando así las incertidumbres inherentes en dichos aspectos y que además fueron debidamente propagadas en el proceso de cálculo de daños y pérdidas.

Palabras clave: Peligrosidad sísmica, evaluación de riesgo sísmico, simulación numérica, curva de excedencia de pérdidas, pérdida anual esperada.

ABSTRACT

An analysis of the earthquake losses for Lorca, Spain has been performed in this article. The seismic hazard is represented by a set of stochastic scenarios that allow considering the effect of all the possible events upon the future losses in the city. The dynamic response of the soil has been also considered using spectral transfer functions. Another important starting point for estimating damages and losses has been the database of the buildings of Lorca which includes essential information regarding the structures such as age, building materials, number of floors and typology. To each structural type, vulnerability functions have been associated in order to obtain the expected losses for different levels of the ground acceleration. An approach based on the replacement cost allows calculating direct losses in monetary terms. The most important result was the loss exceedance curve from which the expected annual loss and the probable maximum loss are derived. Both the threat and vulnerability were modeled in a probabilistic way, considering their inherent uncertainties and also their propagation in the damages and losses calculation process.

Keywords: Seismic hazard, seismic risk assessment, numeric simulation, loss exceedance curve, average annual loss.

* alex.barbat@upc.edu@gmail.com



1 INTRODUCCIÓN

En este trabajo se realiza una simulación probabilista del riesgo sísmico a partir de la curva de excedencia de pérdidas (CEP) obtenida tras la convolución de la amenaza y la vulnerabilidad de los elementos expuestos. Dicha curva permite obtener métricas probabilistas como la pérdida anual esperada (PAE) y la pérdida máxima probable (PMP), que caracterizan con mayor detalle el riesgo de los elementos expuestos que las evaluaciones regionales previas [1]. El primer paso de la simulación consiste en ensamblar una base de datos de elementos expuestos con un nivel de resolución edificio por edificio, la cual permite capturar datos de entrada relevantes referentes a los parámetros y la tipología estructural, los cuales han sido asignados a partir de índices basados en el más reciente censo de población y vivienda [2]. Es importante tener en cuenta que, cuando se realizan análisis probabilistas de riesgo sísmico, una de las suposiciones es que se requiere un número considerable de elementos expuestos con lo que, aun cuando se produzcan errores por sobre o sub estimación, el resultado final tiende al valor medio.

Para la obtención de los resultados de riesgo sísmico en términos de la CEP, se requiere una representación probabilista de la amenaza sísmica a partir de escenarios estocásticos así como de la definición de funciones de vulnerabilidad para las diferentes tipologías estructurales identificadas en el área bajo análisis. La evaluación probabilista del riesgo sísmico se ha realizado únicamente para los edificios, tanto públicos como privados, localizados dentro del área urbana de Lorca y considerando pérdidas económicas directas; sin embargo, los resultados presentados pueden servir como insumo para evaluaciones que abarcan otras dimensiones del riesgo como las propuestas en las referencias [3], [4], [5], [6], [7] y [8]. Dentro de las diferentes herramientas para la evaluación del riesgo sísmico, se ha seleccionado la Plataforma Comprehensive Approach to Probabilistic Risk Assessment, CAPRA, [9], [10], [11], [12], [13], [14] la cual consiste en diferentes módulos para la evaluación de la amenaza sísmica, la vulnerabilidad estructural y el riesgo físico. La plataforma realiza procesos de evaluación y simulación numérica por ordenador que abarca varios ámbitos. La evaluación de la amenaza sísmica para Lorca también se ha realizado con un enfoque probabilista para dar cuenta de las incertidumbres asociadas al proceso de generación de terremotos tales como su localización, profundidad, magnitud, frecuencia de ocurrencia y movimiento del terreno [15]. Para ello, la amenaza en roca se expresa a partir de un conjunto de escenarios estocásticos y, además, debido a que existe información relacionada con la respuesta dinámica del suelo y se han identificado una serie de zonas de suelo homogéneo [16], se han definido funciones de transferencia espectrales para la obtención del movimiento del terreno en el suelo y no en el basamento rocoso.

2 LA AMENAZA SÍSMICA

La metodología de evaluación probabilista de riesgo aplicada en este estudio requiere un conjunto de escenarios estocásticos que representen de manera exhaustiva e integral la amenaza sísmica en Lorca. Para ello, se ha realizado una evaluación tanto probabilista como espectral de la amenaza sísmica que considera fuentes sismogénicas tanto en la Península Ibérica como en zonas aledañas, donde cada una de dichas fuentes se ha caracterizado a partir de un modelo de sismicidad Gutenberg-Richter [17]. La zonificación tectónica es la propuesta en el marco del proyecto SHARE [18], más una fuente adicional en el norte de África, tal como se muestra en la Figura 1.

Como no es posible predecir la ocurrencia de terremotos en el tiempo y la duración de una ventana de observación completa es desconocida, ha sido generado un conjunto de 50982 escenarios estocásticos. Para caracterizar el proceso de ocurrencia de los sismos en cada una de las fuentes sismogénicas, se ha asumido un modelo de Poisson donde la actividad sísmica está representada a partir de curvas de recurrencia de magnitudes las cuales relacionan la frecuencia de ocurrencia de sismos con determinada magnitud en cada fuente. Consecuentemente, la sismicidad se define a partir de la siguiente ecuación:

$$\lambda(M) = \lambda_0 \frac{e^{-\beta M} - e^{-\beta M_U}}{e^{-\beta M_0} - e^{-\beta M_U}}, M_0 \leq M \leq M_U \quad (1)$$

que es una versión modificada del modelo Gutenberg-Richter [19], donde $\lambda(M)$ es la tasa de recurrencia para eventos con magnitud igual o superior al valor umbral seleccionado M_0 (3.5 en este caso); λ_0 , β y M_U son los parámetros de sismicidad calculados para cada fuente sismogénica y M es la variable aleatoria que representa la magnitud de cada fuente. λ_0 describe la tasa anual de ocurrencia con magnitud igual o superior a la umbral; β representa la pendiente inicial de la regresión logarítmica, lo que es igual a la relación entre sismos grandes y pequeños y M_U es la magnitud última asociada a cada fuente sismogénica. Se ha utilizado el catálogo sísmico publicado por el Instituto Geológico Nacional [20] donde se ha realizado una verificación de completitud para la magnitud umbral seleccionada, siguiendo la metodología propuesta por Tinti y Mulargia [21]. Los parámetros λ_0 y β se calcularon utilizando un procedimiento de máxima verosimilitud [22] mientras que los valores esperados de M_U se asignaron a partir de los publicados en el marco del proyecto SHARE [18]. Dentro de los diferentes modelos geométricos posibles, se ha seleccionado el de área para representar cada fuente sismogénica como un plano. Cada fuente principal se divide en sub-fuentes con la misma sismicidad por unidad de área así como con la misma probabilidad espacial de ocurrencia de sismos. Las sub-fuentes son polígonos triangulares donde desde su centroide se generan eventos con diferentes magnitudes y frecuencias, compatibles con los parámetros de sismicidad.

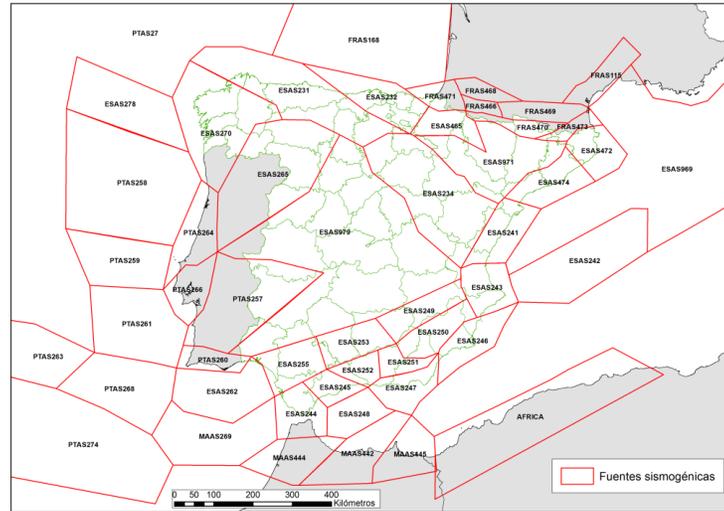
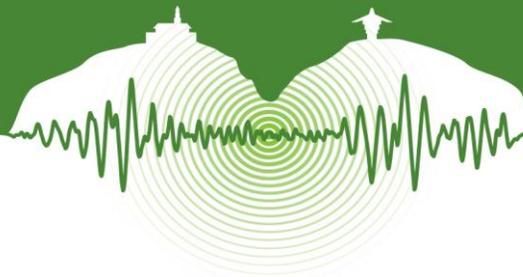


Figura 1: Zonificación tectónica utilizada para la evaluación de la amenaza sísmica.

Dentro de los diferentes modelos geométricos posibles, se ha seleccionado el de área para representar cada fuente sísmogénica como un plano. Cada fuente principal se divide en sub-fuentes con la misma sismicidad por unidad de área así como con la misma probabilidad espacial de ocurrencia de sismos. Las sub-fuentes son polígonos triangulares donde desde su centroide se generan eventos con diferentes magnitudes y frecuencias, compatibles con los parámetros de sismicidad.

Se han utilizado relaciones de atenuación de movimiento fuerte calibradas para el entorno europeo [23] con lo que la amenaza sísmica se puede calcular en términos de curva de excedencia de aceleraciones (para diferentes ordenadas espectrales) mediante la siguiente ecuación:

$$v(a) = \sum_{n=1}^N \int_{M_0}^{M_U} -\frac{\partial \lambda}{\partial M} Pr(A > a | M, R_i) dM \quad (2)$$

donde $v(a)$ es la tasa de excedencia de la aceleración, N es el número de fuentes sísmogénicas, $Pr(A > a | M, R_i)$ es la probabilidad de que la aceleración sea excedida dada la magnitud y la distancia de un sismo entre la n -ésima fuente y el punto de interés, R_i . Asumiendo que, dada una magnitud y distancia, la aceleración sigue una distribución log-normal, la probabilidad $Pr(A > a | M, R_i)$ puede calcularse como

$$Pr(A > a | M, R_i) = \Phi \left(\frac{1}{\sigma_{Lna}} \ln \frac{MED(A | M, R_i)}{a} \right) \quad (3)$$

donde $\Phi(\cdot)$ es la distribución normal estándar, $MED(A | M, R_i)$ es la mediana de la aceleración, dada por la relación de atenuación de movimiento fuerte asociada para un par magnitud-distancia conocido y σ_{Lna} es la desviación estándar del logaritmo natural de la aceleración. Las curvas de excedencia de aceleraciones se calcularon para diferentes ordenadas espectrales, por lo que es posible obtener espectros de amenaza uniforme (EAU) para diferentes períodos de retorno. La evaluación de la amenaza sísmica se ha realizado utilizando el programa CRISIS 2014 V1.2 [24] que corresponde al módulo de amenaza sísmica de la Plataforma CAPRA. La Figura 2 muestra las curvas de excedencia de aceleración para diferentes ordenadas espectrales mientras que la Figura 3 presenta los EAU para 225, 475 y 1000 años de período de retorno. Estos resultados para Lorca tienen en cuenta la contribución de todas las fuentes sísmogénicas incluidas en el modelo que estén dentro de la distancia de integración, es decir, 300 km.

Las características dinámicas del suelo pueden modificar las ondas sísmicas tanto en su contenido frecuencial como en amplitud por lo que, siempre que exista información para la determinación de zonas de suelo homogéneo (microzonificaciones sísmicas), es deseable incluirlo tanto en la evaluación de la amenaza como en la del riesgo sísmico. Con base en el estudio de Navarro et al. [16] sobre la microzonificación sísmica del casco urbano de Lorca, para cada una de las zonas de suelo homogéneo se ha asignado un tipo de suelo de acuerdo al Eurocódigo-8. A partir de dicha información, es posible calcular funciones de transferencia espectrales para cada una de las zonas de suelo homogéneo calculando el cociente entre la forma funcional para el tipo de suelo identificado y la forma funcional para roca. Es importante notar que la metodología empleada para la definición de las zonas homogéneas de suelo está basada en deformaciones pequeñas que no capturan completamente el comportamiento no lineal de este.

El presente artículo hace parte de las memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica organizado por la Universidad de los Andes y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, Mayo de 2015.

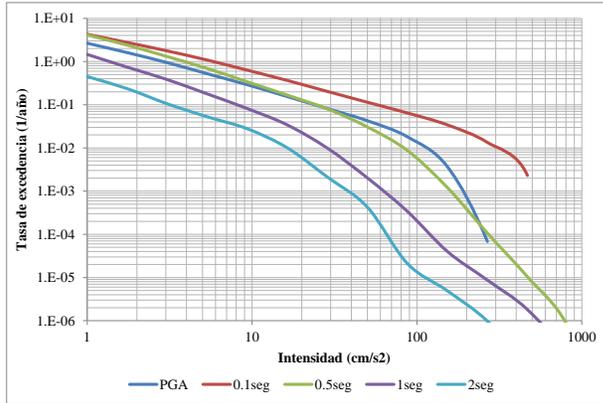
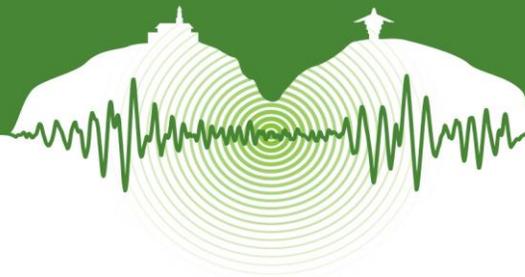


Figura 2: Curvas de excedencia de aceleración para diferentes ordenadas espectrales en Lorca.

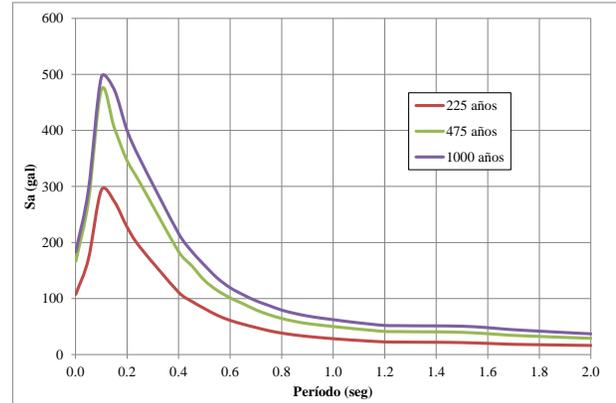


Figura 3: Espectros de amenaza uniforme para diferentes períodos de retorno en Lorca.

3 LOS ELEMENTOS EXPUESTOS

Se dispone de la información catastral actualizada para Lorca [25] con un nivel de resolución de elemento por elemento. Tras la remoción de elementos diferentes a edificaciones, tales como terrazas, plazas y balcones, un total de 17064 elementos quedaron incluidos en la base de datos inicial. La información catastral tiene datos relacionados con la ubicación geográfica y el número de plantas de cada elemento, la mayoría de edificaciones son de baja altura, entre 1 y 3 plantas. Con base en el censo poblacional y de vivienda más reciente de España [2], fue posible definir la distribución de edades para las edificaciones en Lorca. Dichos parámetros fueron asignados a los elementos usando los datos presentados en la Tabla 1. Además, con base en estudios anteriores, y usando la información de edad presentada anteriormente, se realizó la clasificación de la vulnerabilidad basada en la escala EMS-98 [26] con los datos presentados en la Tabla 2. De allí es posible observar que las estructuras se han clasificado en categorías entre A y D en dicha escala.

Tabla 1: Distribución de los edificios de Lorca, por edades

Edad	Distribución
Antes 1900	4.4%
1900-1920	2.8%
1921-1940	4.0%
1941-1950	4.8%
1951-1960	11.1%
1961-1970	13.5%
1971-1980	19.4%
1981-1990	13.3%
1991-2001	13.1%
2002-2011	13.6%

Tabla 2: Clases de vulnerabilidad en la escala EMS 98 de acuerdo a la edad para las edificaciones de Lorca

Edad	Clase de vulnerabilidad EMS-98	A	B	C	D
	Antes 1900	80%	20%	-	-
1900-1920	72%	28%	-	-	
1921-1940	72%	28%	-	-	
1941-1950	69%	28%	3%	-	
1951-1960	46%	49%	5%	-	
1961-1970	18%	38%	44%	-	
1971-1980	5%	40%	55%	-	
1981-1990	-	38%	57%	5%	
1991-2001	-	28%	62%	10%	
2002-2011	-	18%	69%	13%	

No se dispone del valor catastral de las edificaciones y, por dicha razón, se ha desarrollado un índice basado en el área total construida para inferir el valor de reposición de cada elemento. Dicho valor tiene el objetivo de capturar el valor de reparación o reposición de cada elemento para llevarlo a exactamente la misma condición con la que ha sido inicialmente caracterizado. El principal objetivo de esta valoración es el de establecer un orden de magnitud del valor de reposición de las edificaciones de Lorca como conjunto. En el presente trabajo, los valores de reposición no tienen en cuenta los valores históricos o patrimoniales de las estructuras. Con base en INE [2] se ha definido un valor base de 1,247 euros por metro cuadrado construido pero, para considerar que no todos los elementos pueden tener la misma valoración, el parámetro de edad ha sido seleccionado como diferencial. Debido que la reparación de mamposterías en piedra y bloques es más costosa que la de edificaciones en forjados de hormigón armado debido a la necesidad de mano de obra más especializada, ha sido definido un factor que aumenta con la edad, tal y como se presenta en la Tabla 3. El valor total de reposición de los edificios de Lorca se ha establecido en 6927 millones de euros.

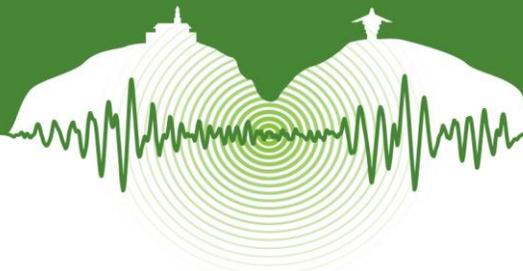


Tabla 3: Valores de reposición y factores por edad para Lorca

Edad	Factor edad	Costo por m2
Antes 1900	2.00	2,494 €
1900-1920	2.00	2,494 €
1921-1940	1.75	2,182 €
1941-1950	1.75	2,182 €
1951-1960	1.50	1,871 €
1961-1970	1.50	1,871 €
1971-1980	1.50	1,871 €
1981-1990	1.25	1,559 €
1991-2001	1.25	1,559 €
2002-2011	1.00	1,247 €

Tabla 4: Tipologías estructurales, códigos de abreviación y clase de vulnerabilidad en la escala EMS 98

Tipología estructural	Código	Clase de vulnerabilidad EMS-98
Mampostería de piedra	M-PP	A
Tapial	M-TA	A
Encintado toledano	M-ET	B
Mampostería de ladrillo	M-L	B
Forjados de hormigón	M-H	C
Hormigón armado (pre 1995)	E-H	C
Hormigón armado (post 1995)	E-H2	D
Hormigón con diagonales en acero	E-HX	D
Hormigón prefabricado	E-HF	C
Estructuras metálicas	E-MT	D

Habiendo identificado la distribución de edades y de clases de vulnerabilidad, fueron identificadas una serie de tipologías estructurales a partir del trabajo de la referencia [2]. Fue asignada una clase de vulnerabilidad en la escala EMS-98 a cada tipología estructural. Las edificaciones en Lorca están construidas principalmente de diferentes tipos de mampostería (ladrillos y piedra) para las edificaciones de baja altura, mientras que para los edificios de más niveles son comunes los forjados en hormigón armado. En las zonas de uso industrial se encuentran pórticos en acero y estructuras prefabricadas en hormigón armado. Combinando los parámetros para todos los elementos, ha sido asignada una única tipología estructural a cada edificación; en total se utilizaron en el análisis 10 tipologías estructurales (véase la Tabla 4). En la segunda columna de la tabla se presenta el código asignado a cada una de ella mientras que en la tercera columna se muestra la clase de vulnerabilidad asociada. A partir de una visita de campo se dividió la ciudad en 11 zonas para las cuales, en cada una de ellas, se realizó la inspección de validación de las tipologías estructurales inicialmente identificadas y su distribución relativa.

4 LOS ELEMENTOS EXPUESTOS

La pérdida L se define como una variable aleatoria por lo que la variación de los momentos estadísticos de ella para diferentes valores de demanda sísmica se describen mediante funciones de vulnerabilidad. La distribución de probabilidad de la pérdida $p_{L|S}(L)$ se asume como una función Beta (Ecuación 4) donde los momentos estadísticos corresponden a la media (conocida como la relación media de daño) y a la desviación estándar

$$p_{L|S}(L) = \frac{\Gamma(a+b)}{\Gamma(a) \cdot \Gamma(b)} L^{a-1} (1-L)^{b-1} \quad (4)$$

donde Γ es la función Gamma y sus parámetros a y b son:

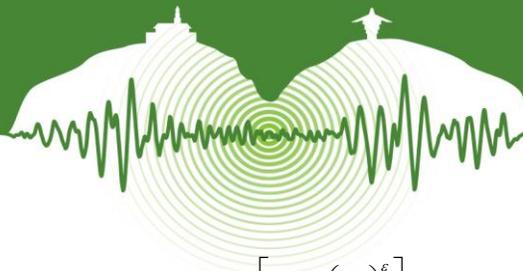
$$a = \frac{1 - (1 + c^2(L|S)) \cdot E(L|S)}{c^2(L|S)} \quad (5)$$

$$b = a \cdot \frac{1 - E(L|S)}{E(L|S)} \quad (6)$$

$E(L|S)$ es el valor esperado de la pérdida y $c(L|S)$ es el coeficiente de variación de la pérdida dada una demanda sísmica S . Las funciones de vulnerabilidad, contrario a las escalas cualitativas de daños, contienen toda la información necesaria para calcular la probabilidad de que se iguale o exceda un nivel de pérdida dada una demanda sísmica a partir de la siguiente ecuación:

$$\Pr(L \geq l | S) = \int_l^{\infty} p_{L|S}(L) dL \quad (7)$$

donde l es una pérdida dentro del dominio de definición de la variable aleatoria L y S es de nuevo la demanda sísmica. El daño es cuantificado a partir de la relación media de daño que se calcula como la relación entre el costo de reparación estimado y el valor total expuesto de cada elemento. Consecuentemente, la función de vulnerabilidad se define relacionando el daño medio y la intensidad sísmica expresada como aceleración máxima del terreno (para edificaciones de baja altura) o como aceleración espectral (para edificaciones de mayor altura). Dado un nivel de aceleración sísmica para cada tipología estructural, la relación medida de daño puede calcularse mediante la metodología propuesta por Miranda [27] y Ordaz [28]



$$E(\beta | \gamma_i) = 1 - \exp \left[\ln 0.5 \left(\frac{\gamma_i}{\gamma_0} \right)^\varepsilon \right] \quad (8)$$

donde β es la pérdida, γ_0 y γ_i son parámetros de vulnerabilidad estructural que dependen de la tipología estructural y de la edad de construcción, ε es la pendiente y $E(\cdot)$ es el valor esperado. Por definición, β es la relación entre el costo de reparación y el costo total de la edificación la cual, dado que únicamente se están evaluando las pérdidas físicas directas, toma valores entre 0 y 1. Además del valor esperado del daño, se calcula la dispersión de este para diferentes niveles de aceleración. Esta dispersión es igual a cero para valores extremos y toma su valor máximo cuando el daño medio es igual al 50%. Se requiere una función de vulnerabilidad para cada tipología estructural identificada y, además, la diferencia en el comportamiento sísmico de las edificaciones puede considerarse a partir del período fundamental de vibración de cada una de ellas, es decir, cada función de vulnerabilidad tiene asociada una ordenada espectral que corresponde al período fundamental elástico típico de cada tipología cuyo daño está siendo caracterizado.

En la simulación realizada se utilizaron un total de 22 funciones de vulnerabilidad, las cuales han sido desarrolladas en el marco del modelo global de riesgo [29], [30] incluido en el *Global Assessment Report on Disaster Risk Reduction* de la Estrategia Internacional para la Reducción de Riesgo de Desastre de las Naciones Unidas [31]. La Figura 4 muestra diferentes funciones de vulnerabilidad de las cuales resulta claro que algunas tipologías estructurales, especialmente aquellas de mampostería simple, son mucho más vulnerables que las otras, teniendo, para un mismo nivel de aceleración, un nivel de daño esperado mayor. La nomenclatura de la Tabla 4 ha casificado el número de pisos en tres categorías: bajo (L) para edificios entre 1 y 3 plantas, mediana (M) para edificios entre 4 y 7 plantas y de gran altura (H) para 8 y más niveles.

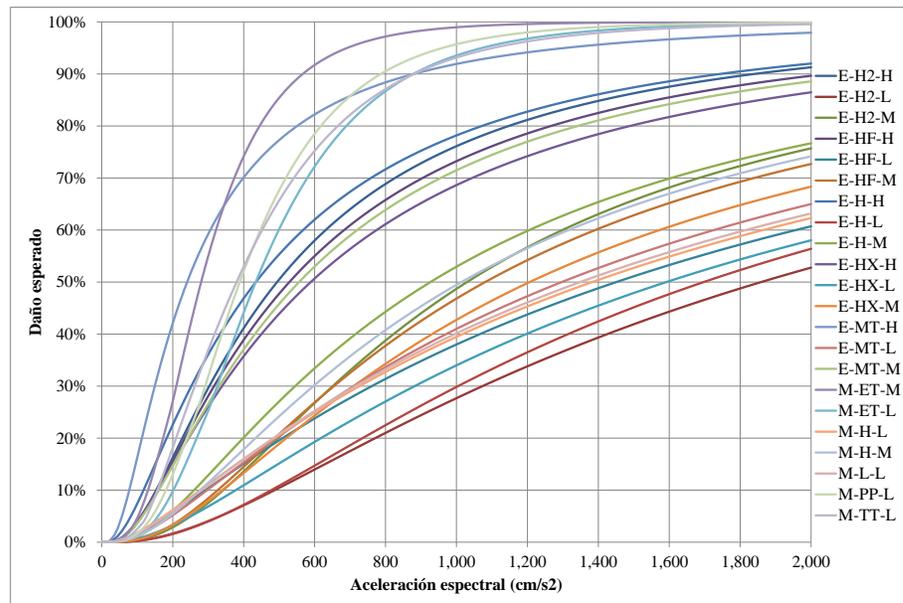


Figura 4: Funciones de vulnerabilidad utilizadas para las edificaciones de Lorca (L=baja altura; M=media altura; H=gran altura).

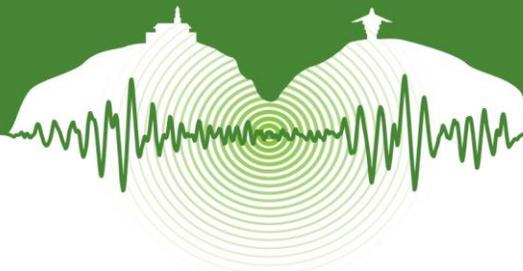
5 EL RIESGO SÍSMICO

Para la evaluación probabilista del riesgo sísmico se ha utilizado el procedimiento analítico propuesto por Ordaz [28] que es el que se encuentra implementado en la Plataforma CAPRA [9]. Así pues, se realiza el cálculo de la función de densidad de probabilidad para la pérdida l en el elemento expuesto j , condicionada a la ocurrencia del escenario i , mediante la siguiente ecuación:

$$f(l_j | Evento_i) \quad (9)$$

Resulta evidente que esta distribución de probabilidad no puede calcularse de manera directa, por lo cual se realiza un encadenamiento de dos distribuciones de probabilidad separadas, tal como puede verse en la siguiente ecuación:

$$f(l_j | Evento_i) = \int_0^\infty f(l_j | Sa) \cdot f(Sa | Evento_i) dSa \quad (10)$$



Con esto, la función de densidad de probabilidad de la pérdida asociada a cada escenario es calculada mediante la agregación de las pérdidas de cada elemento expuesto. Dado que la pérdida se asume como una variable aleatoria, se requiere calcular el valor esperado de la pérdida y su varianza asociada para cada escenario para su correcta consideración

$$E(l | Evento_i) = \sum_{j=1}^{NE} E(l_j) \quad (11)$$

$$\sigma^2(l | Evento_i) = \sum_{j=1}^{NE} \sigma^2(l_j) + 2 \sum_{k=1}^{NE-1} \sum_{j=2}^{NE} \rho_{k,j} \sigma(l_k) \sigma(l_j) \quad (12)$$

NE es el número total de elementos expuestos, $E(l_j)$ es el valor esperado de la pérdida en el elemento expuesto j dada la ocurrencia del escenario i , $\sigma^2(l_j)$ es la varianza de la pérdida en el elemento expuesto j dada la ocurrencia del escenario i y $cov(l_k, l_j)$ es la covarianza de la pérdida de dos elementos expuestos separados. La covarianza se calcula asumiendo un coeficiente de correlación ($\rho_{k,j}$) igual a 0.3 y considerando la desviación estándar para las pérdidas en los diferentes elementos expuestos

$$\sigma^2(l | Evento_i) = \sum_{j=1}^{NE} \sigma^2(l_j) + 2 \sum_{k=1}^{NE-1} \sum_{j=2}^{NE} \rho_{k,j} \sigma(l_k) \sigma(l_j) \quad (13)$$

Una de las mejores maneras de comunicar los resultados de riesgo es a partir de la curva de excedencia de pérdida (CEP) que asocia las frecuencias con las que los eventos igualan o exceden un valor predeterminado de pérdida. Esta frecuencia, generalmente expresada en términos anuales, es conocida como la tasa de excedencia y se calcula mediante la siguiente ecuación, que es una de las formas del teorema de probabilidad total:

$$v(l) = \sum_{i=1}^N \Pr(L > l | Evento_i) \cdot F_A(Evento_i) \quad (14)$$

donde $v(l)$ es la tasa de excedencia de la pérdida l , N es el número de escenarios en el conjunto estocástico, $\Pr(L > l | Evento_i)$ es la probabilidad de exceder l dada la ocurrencia del evento i , mientras que $F_A(Evento_i)$ es la frecuencia anual de ocurrencia del evento i , la suma de la ecuación considera todos los eventos que generan cualquier nivel de pérdida. El valor inverso de $v(l)$ es el período de retorno de la pérdida l . La Figura 5 presenta el resumen de los resultados de evaluación probabilista de riesgo sísmico en Lorca. Es posible observar que la pérdida anual esperada, PAE, es de aproximadamente 16.3 millones de euros lo que, en términos relativos al valor total expuesto, representa 2.36%; dicho valor corresponde a un nivel alto de riesgo sísmico el cual se encuentra principalmente dominado por la alta vulnerabilidad estructural de las edificaciones. Adicionalmente, se presentan los valores de pérdida máxima probable, PMP, para diferentes períodos de retorno donde, por ejemplo, para 500 años, se estima una pérdida de 690 millones de euros que corresponde al 10% del valor total expuesto. La estimación de las pérdidas aseguradas para el sismo de mayo de 2011 está del orden de 490 millones de euros [32] las cuales incluyen condiciones específicas de los contratos como deducibles, coaseguro y límites asegurables que no permiten una comparación directa con los valores calculados para las pérdidas físicas directas para la totalidad de edificaciones evaluadas. Los resultados pueden desagregarse para cualquiera de los factores incluidos en la base de datos de elementos expuestos y se presentan en este caso de acuerdo a las tipologías estructurales para ver cuáles son las que concentran los mayores niveles de riesgo.

Resultados		
Valor expuesto	EURx10 ⁶	6,928
Pérdida anual esperada PAE	EURx10 ⁶	16,329
	%	2.357
Pérdida máxima probable PMP		
Período de retorno	Pérdida	
Años	EURx10 ⁶	%
100	\$393.37	5.68
250	\$568.50	8.21
500	\$689.83	9.96
1000	\$831.38	12.00

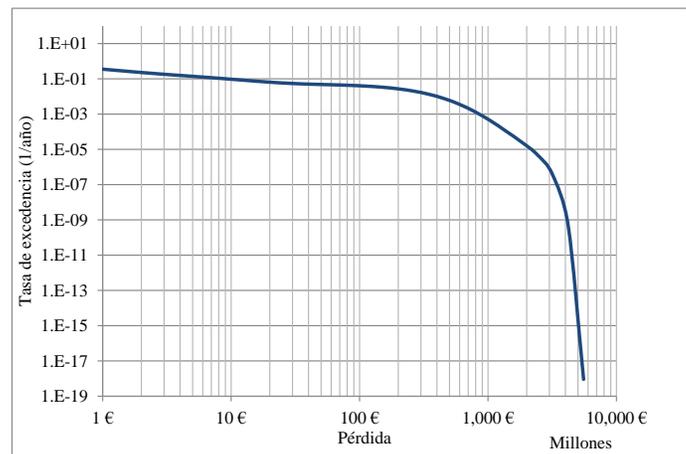
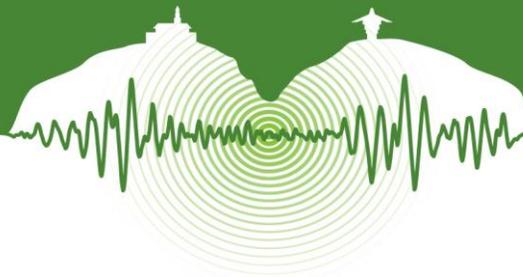


Figura 5: Resumen de los resultados y curva de excedencia de pérdidas para Lorca.



La Tabla 5 muestra la desagregación de los resultados de riesgo sísmico por tipologías estructurales; de ella es evidente que las de construcciones en tierra así como de mampostería son las que mayores valores de riesgo tienen, esto en términos tanto absolutos como relativos. Lo anterior se encuentra asociado con la vulnerabilidad sísmica de dichas tipologías que tienen un pobre comportamiento ante la demanda sísmica debido a las prácticas constructivas deficientes así como a la utilización de materiales no adecuados. Los edificios con forjados reticulares en hormigón también tienen una contribución importante en las pérdidas modeladas debido también a su alta vulnerabilidad física [33], [34], [35], [36], [37]. Dado que la evaluación de riesgo sísmico se ha realizado en una base de datos geo referenciada, se han elaborado mapas de riesgo para observar la distribución geográfica de las pérdidas esperadas. Para una mejor comparación de los niveles de riesgo se ha seleccionado la PAE relativa dado que constituye a una métrica robusta y, en términos generales, insensible a las incertidumbres. La Figura 6 muestra dicha distribución.

Tabla 5: Desagregación de los resultados de riesgo por tipología estructural

Tipología estructural	Número de elementos	Valor expuesto (millones de €)	% del valor expuesto	Pérdida anual esperada (millones de €)	Pérdida anual esperada (%)	% de la pérdida
Mampostería de piedra	1,838	848	12.2%	3.26	3.84	19.94%
Tapial	1,955	978	14.1%	4.31	4.41	26.42%
Encantado toledano	528	203	2.9%	0.54	2.68	3.33%
Mampostería de ladrillo	5,207	2,057	29.7%	4.24	2.06	25.97%
Forjados de hormigón	2,963	1,156	16.7%	2.74	2.37	16.77%
Hormigón armado (pre 1995)	3,432	1,293	18.7%	0.66	0.51	4.04%
Hormigón armado (post 1995)	485	161	2.3%	0.12	0.75	0.74%
Hormigón con diagonales en acero	35	8	0.1%	0.01	0.89	0.04%
Hormigón prefabricado	593	216	3.1%	0.44	2.01	2.66%
Estructuras metálicas	28	8	0.1%	0.01	1.38	0.07%
TOTAL	17,064	6,927.7	100	16.3	2.36	100

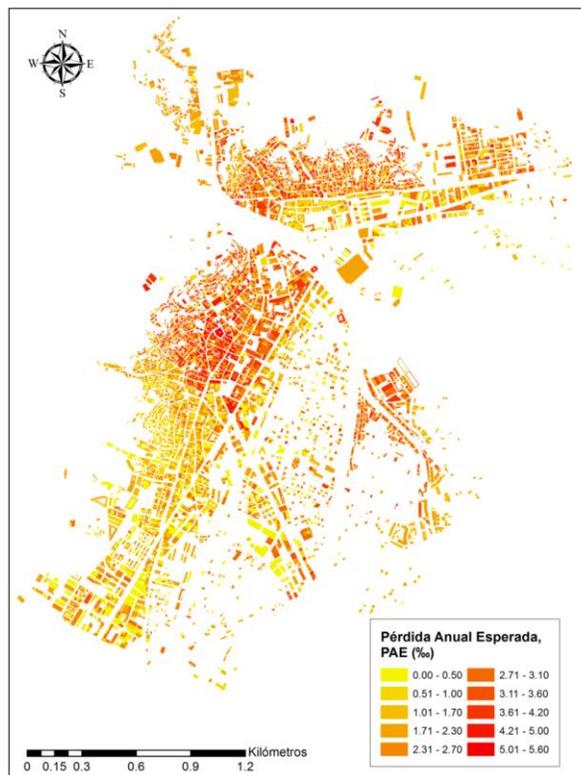
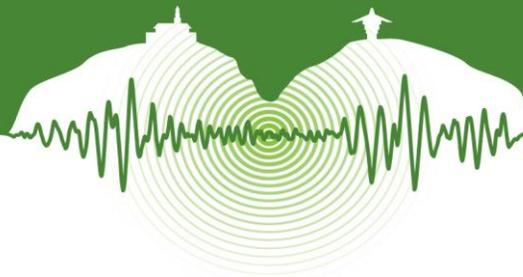


Figura 6: Pérdida anual esperada (relativa) para las edificaciones de Lorca



CONCLUSIONES

En este trabajo se han estimado las pérdidas directas para el portafolio de edificaciones en Lorca, lo que es útil para establecer dónde se concentra el riesgo. Los resultados permiten generar mapas de riesgo con un nivel de resolución edificio por edificio mediante los cuales es posible visualizar la distribución geográfica de las pérdidas futuras; sin embargo, debe tenerse en cuenta que, en cualquier caso, el riesgo debe ser preferiblemente expresado en términos de tasas y probabilidades de excedencia de valores de pérdida. Estos resultados pueden actualizarse de manera periódica en la medida que mejor información exista relacionada con las características de las edificaciones y sus variaciones a lo largo del tiempo así como de información de microzonificación sísmica más detallada.

Resultados de investigaciones futuras en los campos de la geotecnia, que determinen las funciones de transferencia para diferentes niveles de excitación sísmica en el basamento rocoso y de la ingeniería estructural, que proporcionen funciones de vulnerabilidad más específicas para los edificios de Lorca, principalmente aquellos de hormigón armado con forjados reticulares, permitirán actualizar los resultados obtenidos. Asimismo, los resultados obtenidos pueden usarse como base para la evaluación holística de riesgo sísmico en zonas urbanas. Este enfoque considera, además de las pérdidas directas, factores relacionados con la fragilidad social y la falta de resiliencia que agrava las condiciones del riesgo físico. Finalmente, es importante disponer de simulaciones de pérdidas antes de la ocurrencia de un desastre para poder aplicar acciones ex-ante tales como bonos de catástrofe, créditos contingentes, fondos de reserva para desastre e incluso mecanismos tradicionales de seguro y reaseguro, en vez de medidas ex-post tales como nuevos impuestos, reasignación presupuestal o ayuda internacional para la atención y recuperación de la zona afectada.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer el apoyo del Ministerio de Educación y Ciencia de España para el “Enfoque integral y probabilista para la evaluación del riesgo sísmico en España” – CoPASRE (CGL2011-29063) y al Ministerio de Economía y Competitividad en el marco del programa de formación de investigadores (FPI).

REFERENCIAS

1. Valcárcel, J., Bernal, G., and Mora, M. 2012. Lorca earthquake May 11 2011: a comparison between disaster figures and risk assessment outcomes. *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*. Lisbon, Portugal.
2. Instituto Nacional de Estadística - INE Censo de población y vivienda 2011. http://www.ine.es/censos2011_datos/cen11_datos_res_pob.htm. 2011. Consultado: Diciembre 10 de 2013.
3. Cardona, O.D. and Hurtado, J. 2000. Holistic seismic risk estimation of a metropolitan center. *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*. Auckland, New Zealand.
4. Cardona, O.D. 2001. Estimación holística del riesgo sísmico utilizando sistemas dinámicos complejos. *Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña*. Barcelona, España. 2001.
5. Carreño, M.L. 2006. Técnicas innovadoras para la evaluación del riesgo sísmico y su gestión en centros urbanos: Acciones ex ante y ex post. *Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña*. Barcelona, España.
6. Carreño, M., Cardona, O., and Barbat A. Urban seismic risk evaluation: a holistic approach. *Natural Hazards*, Vol 40, N° 1, pp. 137-172.
7. Carreño, M., Cardona, O., and Barbat, A. 2012. New methodology for urban seismic risk assessment from a holistic perspective. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol 10, N° 2, pp. 547-565.
8. Barbat, A., Carreño, M., Cardona, O., and Marulanda, M. 2011. Evaluación holística del riesgo sísmico en zonas urbanas. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, Vol 27, N° 1, pp. 3-27.
9. Evaluación de Riesgos Naturales América Latina-ERN-AL. 2011. CAPRA-GIS v2.0. Program for the probabilistic risk assessment. Disponible en: www.ecapra.org. Consultado: Octubre 15 de 2014.
10. Cardona, O.D., Ordaz, M., Reinoso, E., Yamín, L., and Barbat, A. 2010. Comprehensive Approach to Probabilistic Risk Assessment (CAPRA). International initiative for disaster risk management effectiveness. *Proceedings of the 14th European conference on earthquake engineering*. Ohrid, Macedonia.
11. Cardona, O.D., Ordaz, M., Reinoso, E., Yamín, L., and Barbat, A. 2012. CAPRA – Comprehensive Approach to Probabilistic Risk Assessment: International Initiative for Risk Management Effectiveness. *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*. Lisbon, Portugal.
12. Salgado-Gálvez, M.A, Zuloaga, D., y Cardona, O. Evaluación probabilista del riesgo sísmico de Bogotá y Manizales con y sin la influencia de la Caldas Tear. *Revista de Ingeniería*, N° 38, pp. 6-13.
13. Salgado-Gálvez, M.A, Zuloaga, D., Bernal, G., Mora, M., and Cardona, O. 20014. Fully probabilistic seismic risk assessment considering local site effects for the portfolio of buildings in Medellín, Colombia. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol 12, pp. 671-695. DOI: 10.1007/s10518-013-9550-4.



14. Marulanda, M., Carreño, M., Cardona, O., Ordaz, M., and Barbat, A. 2013. Probabilistic earthquake risk assessment using CAPRA: application to the city of Barcelona, Spain. *Natural Hazards*. DOI: 10.1007/s11069-013-0685-z.
15. Egozcue, J.J., Barbat, A.H., Canas, J.A., Miquel, J., and Banda E. A method to estimate occurrence probabilities in low seismic activity regions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol 20, pp. 43-60.
16. Navarro, M., García-Jerez, A., Alcalá, F.J., Vidal, F., and Enomoto, T. 2014. Local site effect microzonation of Lorca town (SE Spain). *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol 12, pp. 1933-1959.
17. Gutenberg, R. and Richter, C.F. 1944. Frequency of earthquakes in California. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol 34, pp. 185-188.
18. German Research Center for Geosciences – GRG. 2010. Seismic Hazard Harmonization in Europe SHARE. Development of a common methodology and tools to evaluate earthquake hazard in Europe. Theme 6: Environment. German Research Center for Geosciences.
19. Cornell, A. and Van Marke, E.H. 1969. The major influences on seismic risk. *Proceedings of the 3rd World Conference on Earthquake Engineering*. Santiago, Chile.
20. Instituto Geográfico Nacional - IGN. 2023. Catálogo de terremotos. <http://www.ign.es/ign/layoutIn/sismoFormularioCatalogo.do>. Consultado: Septiembre 1 de 2013.
21. Tinti, S. and Mulargia, F. 1985. An improved method for the analysis of the completeness of a seismic catalogue. *Lett. al nuovo cim. Series 2*, Vol 42, N° 1, pp. 21-27.
22. McGuire, R. 2004. Seismic hazard and risk analysis. Earthquake Engineering Research Institute. Oakland, California, United States of America.
23. Ambraseys, N., Douglas, J., Sarma, K., and Smit, P. 2005. Equations for the estimation of strong ground motions from shallow crustal earthquakes using data from Europe and the Middle East: Horizontal peak ground acceleration and spectral acceleration. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol 3, N° 1, pp. 1-53.
24. Ordaz, M., Martinelli, F., Aguilar, A., Arboleda, J., Meleti, C., and D'Amico, V. 2014. CRISIS 2014. Program for computing seismic hazard. Instituto de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México.
25. Ministerio de Hacienda y Administración Pública – MHAP. 2013. Dirección General del Catastro. <http://www.catastro.meh.es/>. Consultado: Septiembre 15 de 2013.
26. Grünthal, G. 1998. *European Macroseismic Scale*. Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie.
27. Miranda, E. 1999. Approximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings. *Journal of Structural Engineering*, Vol 125, N° 4, pp. 417-425.
28. Ordaz, M. 2000. *Metodología para la evaluación del riesgo sísmico enfocada a la gerencia de seguros por terremoto*. Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F.
29. CIMNE, EAI, INGENIAR, ITEC. 2013. *Probabilistic modeling of natural risks at the global level: Global Risk Model*. <http://www.preventionweb.net/english/hyogo/gar/2013/en/home/documents.html>. Consultado: Enero 3 de 2014.
30. Cardona, O.D., Ordaz, M., Mora, M., Salgado-Gálvez, M.A., Bernal, G.A., Zuloaga, D., Marulanda, M., Yamín, L., and González, D. 2014. Global risk assessment: A fully probabilistic seismic and tropical cyclone wind risk assessment. *International Journal of Disaster Risk Reduction*. DOI:10.1016/j.ijdr.2014.05.006.
31. United Nations International Strategy for Disaster Risk Reduction-UNISDR. 2013. *Global Assessment Report on Disaster Risk Reduction*. Geneva, Switzerland. 2013.
32. Consorcio de Compensación de Seguros – CCS. Estadística: Riesgos extraordinarios. Serie 1971-2012. http://www.consorseguros.es/web/c/document_library/get_file?uuid=548d4f59-b6c5-40dd-b06b-98dbcefd790f&groupId=10124. 2012. Consultado: Diciembre 20 de 2013.
33. Vargas, Y., Pujades, L., Barbat, A., and Hurtado, J. 2013. Capacity, fragility and damage in reinforced concrete buildings: a probabilistic approach. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol 11, N°6, pp. 2007-2032.
34. Vargas, Y., Pujades, L., y Barbat, A. 2013. Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico en edificios de hormigón armado. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, Vol 29, N° 2, pp. 63-78.
35. Vargas, Y., Barbat, A., Pujades, L., and Hurtado, J. 2013. Probabilistic seismic risk evaluation of reinforced concrete buildings. *Struct. and build. Proc. of the inst. of civ. eng.* DOI:10.1680/stub.12.00031.
36. Vielma, J., Barbat, A., and Oller, S. 2009. Seismic performance of waffled-slab floor buildings. Structures and Buildings. *Proc. of the inst. of civ. Eng.* 162(SB3), 169-182.
37. Vielma, J., Barbat, A., and Oller, S. 2010. Seismic safety of low ductility structures used in Spain. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol 8, N° 1, pp. 135-155.



Metodología para la generación de un modelo de exposición sísmica de Antioquia (Colombia)

Methodology for the development of a seismic exposure model of Antioquia (Colombia)

Fernando A. Osorio¹, Ana B. Acevedo^{2*}, Juan D. Jaramillo³

¹Estudiante de Maestría en Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad EAFIT, Medellín, Colombia

²Profesor Asociado, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad EAFIT, Medellín, Colombia

³Profesor Investigador, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad EAFIT, Medellín, Colombia

RESUMEN

Colombia es un país sujeto a un riesgo sísmico importante debido a que la mayoría de su población e infraestructura física, vulnerable a los efectos de los terremotos, se encuentran localizados en zonas sísmicamente activas. Según el reglamento sismo resistente actual, el 80% de la población habita en municipios con amenaza sísmica alta e intermedia. Así, con el fin de mejorar el conocimiento de potenciales pérdidas, se hace indispensable el desarrollo de modelos de vulnerabilidad y exposición sísmica de la infraestructura –tan precisos como sean posibles–, en aras de diseñar planes de contingencia y mitigación del riesgo sísmico.

En este sentido, este trabajo presenta una metodología para la generación de un modelo de exposición de viviendas a nivel municipal utilizando información suministrada por: *i*) entidades catastrales, *ii*) datos recolectados para estudios previos, *iii*) resultados del Censo General de 2005 y *iv*) datos obtenidos de encuestas realizadas a diseñadores y constructores. Esta metodología se aplicó a los 125 municipios de Antioquia, departamento con amenaza sísmica media a alta, donde reside el 13,5% de la población del país y donde se encuentra el 14% del Producto Interno Bruto de construcción del país. No obstante, la metodología desarrollada puede aplicarse para generar un modelo de exposición de cualquier región.

La metodología presentada comprende los siguientes pasos: *i*) estimación del área construida y determinación del número de plantas a partir de mapas disponibles, análisis de fotografías satelitales y definición de regiones homogéneas en cuanto a población, área construida y localización; *ii*) definición de tipologías estructurales según la altura de las edificaciones, materiales de piso y muro reportados en el Censo General de 2005, criterios de profesionales en el área de la construcción y observaciones realizadas usando *Google Street View*.

Finalmente, se obtuvo un modelo de exposición para cada municipio con información sobre el número de habitantes, área construida, distribución de alturas de las edificaciones y distribución de los sistemas estructurales. Adicionalmente, se asignó un valor de reposición de la estructura considerando el estrato socio-económico. El modelo de exposición se encuentra geo-referenciado y compilado en un archivo *shape* que permite su fácil manipulación. A su vez, estará abierto y disponible al público para revisiones, actualizaciones y futuras mejoras, contribuyendo así a una evaluación transparente del riesgo sísmico en la que se promueva el uso de datos estándar y herramientas innovadoras.

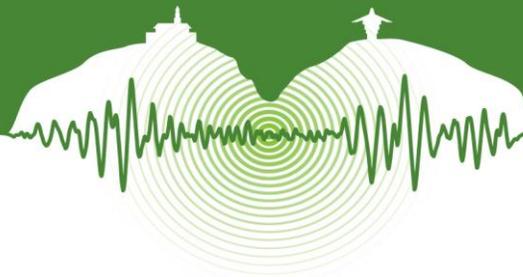
El modelo desarrollado hace parte del proyecto sobre evaluación integrada del riesgo sísmico en Sur América (South America integrated Risk Assessment, *SARA*), proyecto financiado por la Fundación GEM (Global Earthquake Model) que busca evaluar la amenaza y el riesgo sísmico en Sur América. Actualmente se están desarrollando los modelos de amenaza y vulnerabilidad que, junto con el modelo de exposición, para el cual se presenta la metodología, permitirán evaluar el riesgo sísmico de los municipios de Antioquia.

Palabras clave: Exposición sísmica, sistema estructural, riesgo sísmico, infraestructura.

ABSTRACT

Seismic risk in Colombia is important as most of its population and infrastructure –which are vulnerable to seismic effects–, is located in seismic active zones. Current Colombian seismic code states that 80% of the population is settled in locations with medium to high seismic hazard. If seismic risk wants to be evaluated and mitigated, it becomes necessary to assemble, as rigor-

* Autor Correspondencia: aaceved14@eafit.edu.co



ous as possible, exposure and vulnerability models.

This article presents a methodology used for the development of a residential exposure model with a municipality resolution level. Data used for the model was gathered from: *i*) cadastral offices, *ii*) data compiled from previous studies, *iii*) data from the General Census of 2005 and *iv*) judgments from structural and construction engineers. The methodology was applied to the 125 municipalities of the department of Antioquia, which have medium to high seismic hazard. 13,5% of Colombians population is settled in Antioquia, were 14% of the construction gross domestic product is found. Even though the presented methodology was developed for the department of Antioquia, it can be applied to any region.

The presented methodology includes the following steps: *i*) estimation of the built area and determination of the number of stories from available maps, analysis of satellite pictures and definition of homogeneous regions in terms of population, built area and location; *ii*) definition of structural typologies according to building height, floor and wall material reported in the General Census of 2005, criteria from professionals on the construction field and data collected from virtual surveys by the use of *Google Street View*.

Finally, an exposure model for each municipality of Antioquia was obtained with information about number of inhabitants, built area, building height distribution and structural system distribution. In addition, a structural replacement cost was assigned according to building structural system and/or socio-economic level. The developed exposure model can be easily manipulated as it is georeferenced and compiled in a *shape* file. The model will be open to the public for feedbacks, updates and future improvements. In such a way, the model will contribute to a transparent evaluation of the seismic hazard, in which the use of standard data and innovating tool is promoted.

The developed model is part of the *South America integrated Risk Assessment (SARA)* project, financed by the GEM Foundation (Global Earthquake Model). The project aims to calculate hazard and risk in South America. Along with the exposure model, hazard and vulnerability models are being developed in order to evaluate the seismic risk of Antioquia.

Keywords: Exposure model, structural system, seismic risk, infrastructure.

1 INTRODUCCIÓN

Para la evaluación del riesgo sísmico a cualquier nivel o escala se hace indispensable la consecución de tres modelos diferentes: amenaza, exposición y vulnerabilidad. El primero consiste en la identificación y caracterización de las fuentes sísmicas. El segundo consta de la información de los elementos que pueden verse afectados (construcciones, obras de infraestructura, entre otros), sus características estructurales o sistema de resistencia sísmica, uso, costo de reposición o comercial, localización geográfica y número de personas que los ocupan. El último modelo consiste en identificar la esperanza de pérdida de cada tipología estructural o de infraestructura para diferentes niveles de intensidad sísmica.

Existen metodologías y herramientas para la generación de modelos de amenaza sísmica con cierto grado de incertidumbre asociada, pero susceptible de ser disminuida en la medida en que se comprende la respuesta local del suelo y la naturaleza del evento. Por otro lado, para los modelos de vulnerabilidad y exposición son pocas las metodologías encontradas en la literatura. Velázquez et al. (2011) proponen una metodología para generar modelos de exposición. Con esta metodología es posible recopilar información precisa de más de 1000 edificaciones por día. Para ello se requiere de un “plugin” de Google Earth, imágenes satelitales de buena resolución y personal profesional entrenado y con conocimientos del entorno local.

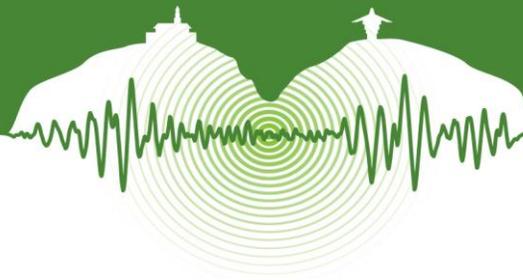
En el presente trabajo se presenta una metodología con la cual se puede obtener un modelo de exposición en términos de área construida, número de pisos de las edificaciones y distribución de los sistemas estructurales, para las viviendas de una ciudad o municipio. Aplicando esta metodología un investigador, con conocimiento del lugar para el cual se levanta el modelo, puede tardar entre tres y cuatro horas por cada kilómetro cuadrado. La metodología es aplicable en cualquier lugar siempre que se tenga la mínima información necesaria.

La metodología fue desarrollada en el marco del proyecto SARA (South America integrated Risk Assessment) de la Fundación GEM (Global Earthquake Model), organización consciente de la importancia de la mitigación del riesgo sísmico y que por lo tanto es precursora y patrocinadora de diferentes proyectos a nivel mundial que tienen por objetivo la generación y obtención de metodologías, herramientas y modelos que permitan una mejor comprensión del riesgo sísmico a diferentes escalas.

En este trabajo inicialmente se muestra la información necesaria para la generación del modelo y la forma de procesar esta información recomendada por los autores. Por último, se muestra la aplicación de la metodología en el departamento de Antioquia a diferentes escalas y con diferentes fuentes de información, y se realiza una revisión de los resultados comparando con datos censales y estudios previos.

2 OBTENCIÓN DE LA INFORMACION REQUERIDA Y PROCESAMIENTO DE LA MISMA

Para la generación de un modelo de exposición de las viviendas de una localidad se requiere información de la mejor calidad y precisión posible en cuanto a: área construida en planta, número de pisos, sistema estructural o de resistencia sísmica, valor de reposición y/o comercial, localización geográfica y número de habitantes de cada construcción de la localidad. Debido a que no siempre se cuenta con tal nivel de detalle en la información, se deben buscar alternativas para la obtención de, sino todas las características, la mayor cantidad posible de ellas de tal forma que se pueda obtener un modelo lo más preciso posible.



2.1 Fuentes de información

Áreas construidas

De existir información precisa de las construcciones de una localidad, es probable que ésta se encuentre en los archivos de las oficinas de planeación o catastro de la alcaldía de la localidad. Es por esto que el primer paso debe ser contactar a la persona encargada de administrar esta información en las entidades gubernamentales.

Para los casos en los que esta información no esté disponible, se requerirá de algún sistema de información geográfica (SIG) en el que se puedan visualizar y procesar imágenes satelitales. Los autores de este trabajo proponen ArcGis, herramienta que posee un “plugin” (CodePlex, 2010) el cual permite visualizar de una forma rápida y fácil las imágenes satelitales de Google Maps y Bing Maps. Las imágenes importadas por el “plugin” al ArcGis estarán georreferenciadas y por lo tanto cualquier polígono, punto o línea que se dibuje sobre ellas, quedará también georreferenciados. Se debe tener en cuenta que ArcGis posee diferentes sistemas de referencia geográfica y se debe configurar aquel con el que se quiera trabajar.

Una vez se tenga la imagen de la localidad en SIG, y dependiendo de su resolución, se pueden identificar las zonas construidas, e incluso diferenciar entre viviendas y construcciones de otros tipos, tales como colegios, edificaciones gubernamentales, coliseos, etc. Es importante hacer esta diferenciación cuando sea posible, pues la metodología aquí expuesta se aplica a construcciones para vivienda.

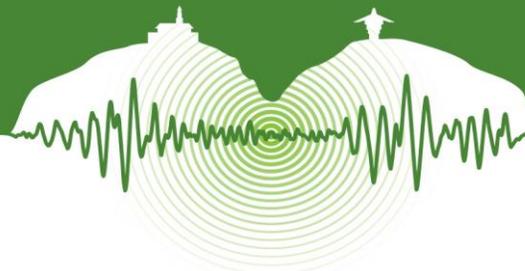
Para agilizar el proceso de generación de los polígonos de las áreas construidas, en esta metodología se propone dibujar polígonos que abarquen grandes áreas, en lugar de dibujar una a una cada vivienda. Luego se seleccionan entre uno y tres polígonos de éstos y se dibujan polígonos más pequeños dentro de ellos, estos últimos abarcando las áreas que realmente están construidas dentro de los más grandes. Los polígonos seleccionados deben representar diferentes zonas homogéneas de la localidad, es decir que si el área construida del municipio queda bien representada por un solo polígono, no es necesario hacer este proceso para más que ese, ya que el objetivo es obtener un factor de reducción para las áreas de los polígonos más grandes mediante la relación de las áreas de los polígonos pequeños contenidos en los grandes y las áreas de éstos últimos. El factor de reducción obtenido de esta relación es aplicado a todas las áreas de los polígonos para obtener un total de área construida en planta muy cercano al real. La Figura 1 ilustra la forma propuesta para la obtención de las áreas construidas, siendo los polígonos sin relleno y de borde negro las áreas homogéneas de zonas construidas y los polígonos sin borde y relleno blanco las áreas realmente construidas dentro de los anteriores.



Figura 1: Propuesta de mapeo de las áreas construidas.

Número de pisos y sistema estructural

Las áreas obtenidas mediante la metodología propuesta son áreas en planta, por lo que hace falta tener el número de pisos de las edificaciones para determinar el área construida total de la localidad. Para esto los autores de este trabajo proponen utilizar la herramienta Google Street View para realizar visitas virtuales en algunas calles de la localidad, tantas como el profesional que realiza el trabajo considere necesario para obtener una muestra representativa, y contar el número de pisos de cada una de las viviendas que se encuentre en los recorridos. La Figura 2 a muestra algunas edificaciones de uno de los municipios de Antioquia a las



cuales se les identificó el número de pisos y la Figura 2 b muestra las calles seleccionadas para realizar recorridos en ese mismo municipio. Una vez identificados los números de viviendas de cada número de pisos, es posible tener una distribución porcentual de esta característica para la localidad.

Mientras se realizan estos recorridos virtuales, es posible también identificar los sistemas estructurales presentes en la localidad según en número de pisos de las edificaciones. En esta metodología se propone emplear una matriz porcentual para la distribución de los sistemas estructurales, que depende del número de pisos de las edificaciones y, cuando se tenga información, del nivel socioeconómico de las mismas, ya que se identificó que son estas dos variables las que determinan el tipo de sistema estructural de la construcción. La Tabla 1 muestra la matriz de sistemas estructurales según el número de pisos que se empleó para la generación del modelo de exposición para uno de los municipios de Antioquia.

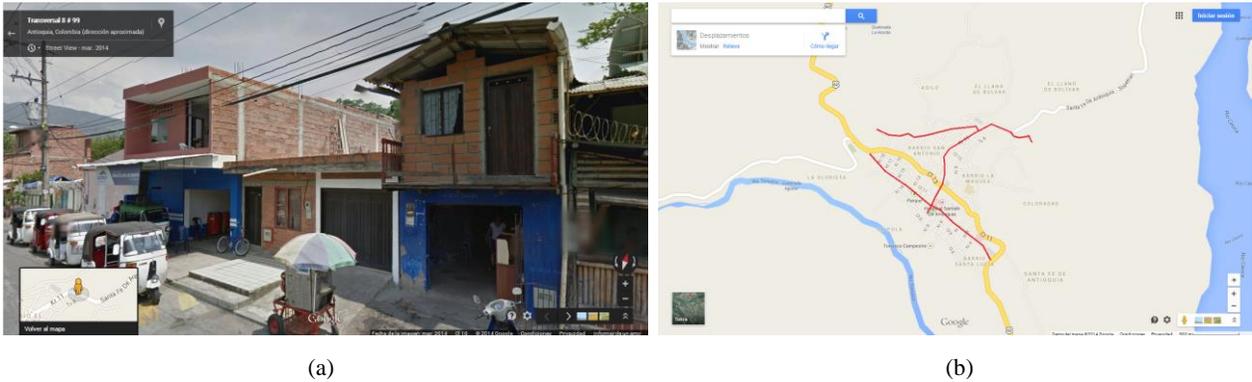


Figura 2: Recorridos virtuales y calles seleccionas para un municipio del departamento de Antioquia (Google Inc., 2014).

Tabla 1: Distribución en porcentaje de sistemas estructurales según el número de pisos

Sistema estructural	Número de pisos					
	1	2	3	4	5	6
Muros de mampostería no reforzada	25	35	50	40	10	0
Muros de mampostería reforzada	5	10	10	20	20	20
Muros de mampostería confinada	5	15	20	20	20	20
Muros de mampostería en roca	10	0	0	0	0	0
Pórticos no dúctiles de concreto reforzado	3	10	10	10	25	30
Pórticos dúctiles de concreto reforzado	2	10	10	10	25	30
Muros de tierra	50	20	0	0	0	0

La matriz puede ser corregida utilizando información publicada en los censos nacionales de vivienda, ya que por ejemplo para Colombia en el Censo General del año 2005 (DANE, 2005), las viviendas son clasificadas según el material del que están hechos los muros, y de allí es posible identificar el número de viviendas cuyo sistema estructural es muros de tierra, muros de madera o material prefabricado. Se debe ser cauteloso a la hora de utilizar tanto la información de los censos como la obtenida en las visitas virtuales pues la primera se encuentra en términos de número de viviendas y la segunda en términos de edificaciones (para el caso de número de pisos y sistemas estructurales), y el modelo que se obtiene con esta metodología es en términos de áreas construidas.

Una vez se tengan distribuciones porcentuales de sistemas estructurales, números de pisos y las áreas construidas en planta, es posible obtener un modelo de exposición para las viviendas de la localidad, el cual tendrá información de localización (será el centro de la localidad) y el área construida en cada sistema estructural y para cada número de pisos. Por ejemplo, siendo el área total construida obtenida del trabajo realizado con ArcGis de un municipio: 500.000 m², el factor de reducción: 0,65 y el porcentaje de edificaciones de un piso: 56%, el área construida de viviendas de mampostería no reforzada de un piso, utilizando la matriz de la Tabla 1, sería: 500.000 m² x 0,65 x 0,56 x 0,25 = 45.500 m².

En caso de que se tenga información del nivel socio económico de las viviendas, es posible tener un área construida para cada sistema estructural, por cada número de pisos y por cada nivel socioeconómico, siendo esta última característica, según los constructores consultados por los autores de este trabajo, la que define el costo por metro cuadrado de las viviendas de Antioquia. Lo ante-



rior debido a que los acabados solicitados por los clientes pueden encarecer significativamente un proyecto de construcción. Así entonces, se podría tener un costo de reposición o comercial asociado a cada área del modelo de exposición.

2.2 Revisión del modelo de exposición

Para verificar si los resultados obtenidos en el modelo de exposición con la metodología planteada son correctos, éstos pueden ser comparados con estudios previos, con el número de viviendas reportado por los censos, o con los costos de infraestructura reportados por las entidades de estadísticas gubernamentales.

Se debe tener precaución cuando se hagan estas comparaciones, pues los datos reportados por otras fuentes pueden ser en términos de variables diferentes a las del modelo de exposición obtenido. Por ejemplo, los censos reportan número de viviendas, mientras que el modelo de exposición resultante es de áreas construidas, por lo que se hace necesario identificar el área por vivienda con algunos criterios.

3 APLICACIÓN AL DEPARTAMENTO DE ANTIOQUIA

La metodología antes descrita fue empleada para obtener el modelo de exposición del departamento de Antioquia, teniendo diferentes fuentes de información para cada municipio. Se debe tener en cuenta que el departamento está dividido en nueve subregiones, las cuales están compuestas por un número diferente de municipios, con costumbres, climas y formas similares de construir entre ellos, pero diferentes de región a región.

3.1 Medellín

La ciudad de Medellín es la capital del departamento de Antioquia y en ella habitan aproximadamente 2,3 millones de personas, lo que equivale al 38,6% de la población del departamento. La ciudad se divide en 16 comunas y 5 corregimientos, y cada uno de éstos y aquellos se divide en barrios. El Departamento de Catastro de la Secretaría de Planeación del municipio de Medellín cuenta con dos mapas que fueron fundamentales para la elaboración del modelo de exposición de la ciudad. El primero contiene los polígonos de las áreas de cada construcción de la ciudad y el número de pisos de éstas. El segundo es un mapa de nivel socioeconómico de cada una de las manzanas de la ciudad. Ambos mapas están en formato Shape, lo que permite su fácil manipulación en SIG. Al superponer ambos mapas, es posible tener el nivel socioeconómico de cada construcción.

Se consultaron también profesionales del gremio de la construcción de la ciudad para conocer los costos directos de construcción de las viviendas, estableciendo que el costo por metro cuadrado de un proyecto de vivienda depende principalmente del nivel socioeconómico. Los valores de reposición promedios por metro cuadrado definidos para la ciudad de Medellín van desde \$500.000 para los niveles socioeconómicos uno y dos hasta \$1.750.000 para el nivel socioeconómico seis. Estos valores sólo incluyen los costos directos de construcción, es decir, materiales, mano de obra y diseños de la edificación. No se tiene en cuenta en ellos los costos de predio, y comercialización de las viviendas.

Para la distribución de los sistemas estructurales los autores de este trabajo propusieron una matriz en la cual el sistema de resistencia de cargas sísmicas depende del estrato socioeconómico y del número de pisos. Para su construcción se tuvo en cuenta la opinión de varios diseñadores estructurales de la ciudad y los datos reportados en el Censo General del 2005. La Tabla 2 muestra la distribución del sistema estructural según el número de pisos para las edificaciones de nivel socioeconómico tres. La matriz completa está compuesta de seis sub-matrices, una para cada nivel socioeconómico.

Fue posible entonces, para la ciudad de Medellín, construir un modelo de exposición a nivel de barrios, pues cada polígono del mapa de áreas de las construcciones tiene asociado un código del barrio al cual pertenece. Son en total 350 barrios en la ciudad de Medellín, incluyendo los pertenecientes a los corregimientos. Los resultados del modelo de exposición están asociados a las coordenadas del centroide geométrico del barrio. La Figura 3 muestra el valor de reposición y área construida para cada uno de los sistemas estructurales obtenidos en el modelo de exposición para la ciudad de Medellín. La Figura 4 muestra los costos de reposición por barrio para la ciudad de Medellín.

Tabla 2: Distribución en porcentaje del sistema estructural según el número de pisos para las edificaciones de nivel socioeconómico tres de la ciudad de Medellín

Sistema estructural	Número de pisos											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11-20	>20
Muros de mampostería no reforzada	85	85	50	40	30	0	0	0	0	0	0	0
Muros de mampostería reforzada	0	0	10	10	10	10	10	0	0	0	0	0
Muros de mampostería confinada	10	15	10	20	20	20	0	0	0	0	0	0
Pórticos de concreto reforzado	0	0	30	30	40	50	55	60	60	60	40	5
Muros de concreto reforzado	0	0	0	0	0	20	35	40	40	40	40	50
Sistemas duales de muros y pórticos de concreto reforzado	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	20	45
Muros de tierra	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

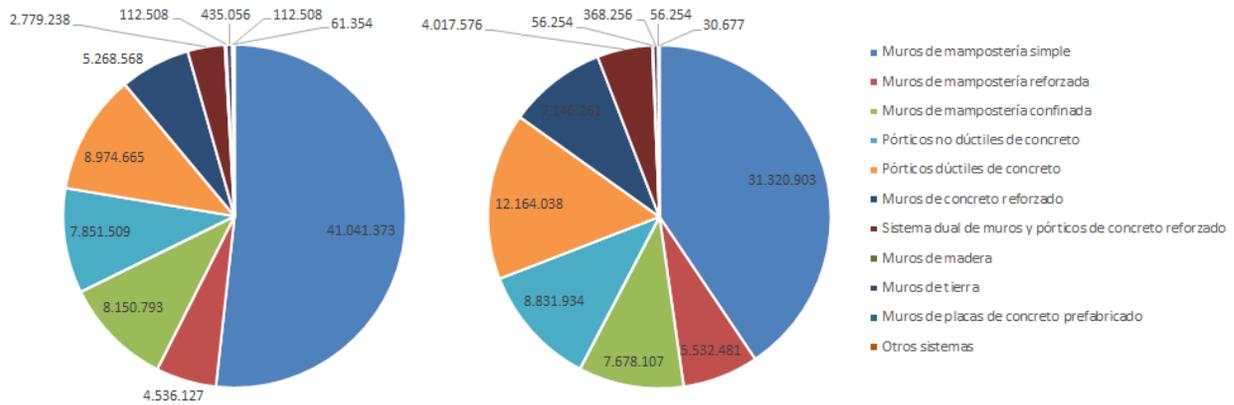
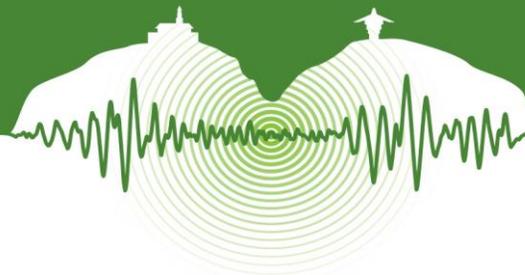


Figura 3: Resultados de valor de reposición [Millones de pesos] (izquierda) y área construida [m²] (derecha) para cada sistema estructural para la ciudad de Medellín.

Los resultados del modelo de exposición fueron comparados con los obtenidos por Salgado-Gálvez et al. (2013) quienes realizaron un trabajo similar para la ciudad de Medellín. También, se comparó el modelo de exposición con los datos de las Encuestas de Calidad de Vida (DANE, 2011), donde se reporta el número de viviendas de la ciudad para el año 2011. Para estas comparaciones fue necesario asumir un área de vivienda y un número de viviendas por edificio según el sistema estructural, ya que el trabajo de Salgado-Gálvez et al. (2013) reporta número de edificios y el censo, número de viviendas.

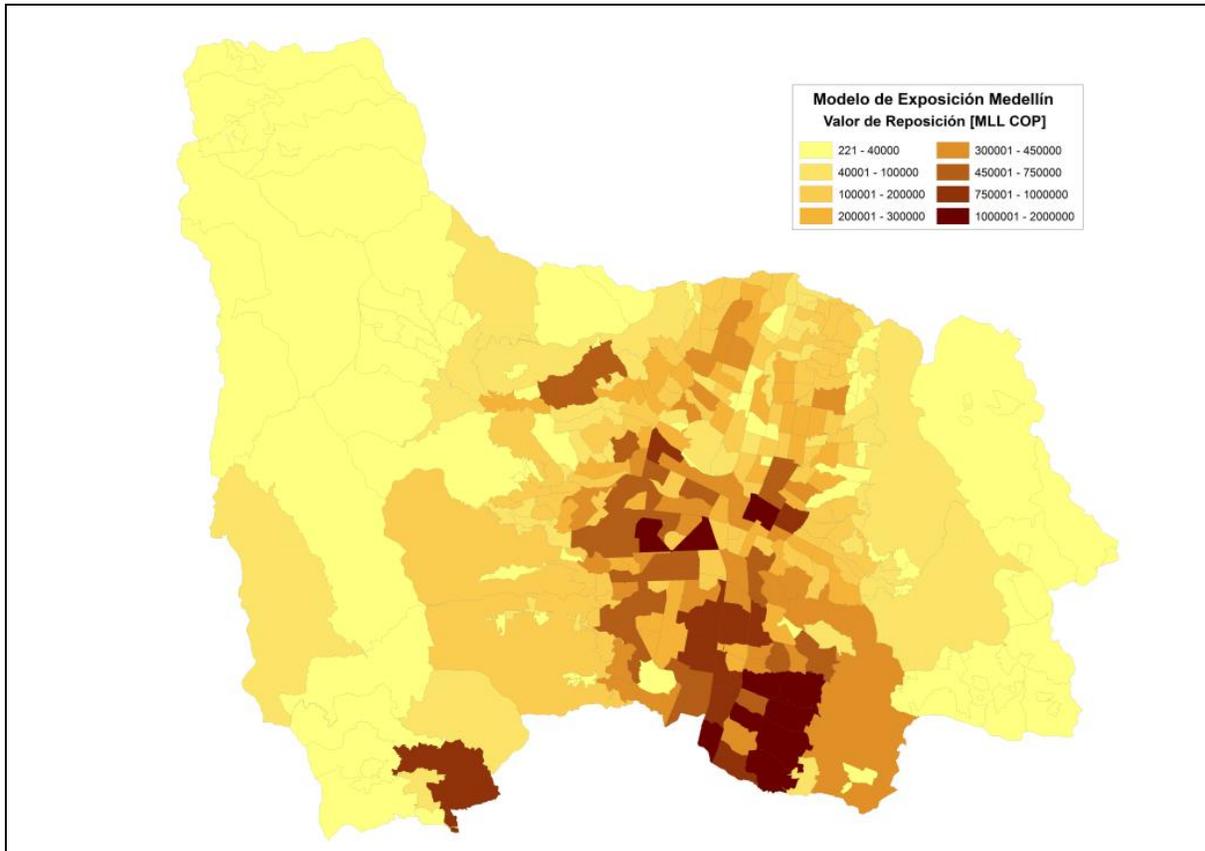
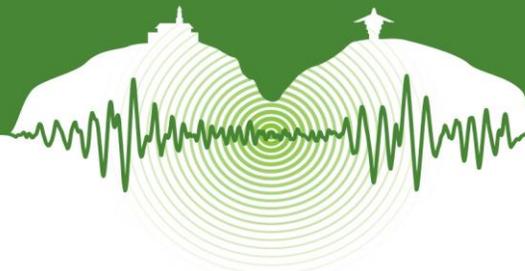


Figura 4: Costos de reposición por barrios de la ciudad de Medellín.



Se obtuvo entonces un total de 644.180 viviendas en el modelo y las Encuestas de Calidad de Vida reportan 712.667, ambos valores para toda la ciudad, incluyendo los 5 corregimientos. Comparando con Salgado-Gálvez et al. (2013), ellos reportan en su trabajo 241.876 edificios en las 16 comunas de Medellín, mientras que en el modelo se obtuvieron 270.412 edificaciones. Sabiendo que para llegar a estos números hubo de por medio varias suposiciones, los autores consideran que los resultados son aceptables.

3.2 Valle de Aburrá

El Valle de Aburrá es una de las diez subregiones del departamento de Antioquia. Está compuesta por diez municipios y en ellos se concentra el 58,4% de la población. En el 2006 se publicó la Microzonificación Sísmica del Valle de Aburrá (Consorcio Microzonificación, 2006; 2007). Para dicho estudio se realizó una estimación de la infraestructura expuesta de edificaciones de la región. Para ello se identificaron zonas homogéneas en términos de números de pisos predominantes en cada uno de los municipios que componen el Valle de Aburrá analizando fotografías aéreas. A cada zona homogénea se le asignaron distribuciones porcentuales de sistemas estructurales, números de pisos, uso y nivel socioeconómico. Estas distribuciones fueron obtenidas de encuestas realizadas en campo en algunas manzanas seleccionadas estratégicamente en cada zona homogénea. Para obtener el área construida en planta de cada zona homogénea en este trabajo se multiplicó el área total de la zona por un factor de reducción estimado mediante la observación de fotografías satelitales, esto con el objetivo de excluir del área de cada zona lo correspondiente a parques, zonas verdes, vías y demás áreas que no fueran edificaciones. El resultado de dicha reducción fue multiplicado por el porcentaje de cada uno de los números de pisos presentes en la zona y por el número de pisos como tal, para así obtener el área construida total de la zona homogénea. La distribución de nivel socioeconómico fue obtenida de las Encuestas de Calidad de Vida (DANE, 2011). Los municipios del Valle de Aburrá fueron agrupados según la percepción de los autores de la siguiente manera: grupo 1: Itagüí, Bello y Copacabana; grupo 2: La estrella, Girardota, Caldas y Barbosa; grupo 3: Envigado y Sabaneta. Para cada grupo se construyó una matriz de distribución porcentual de sistemas estructurales diferente, pues los autores consideran que los municipios de cada grupo han tenido costumbres de construcción similares entre ellos, pero diferentes de grupo a grupo.

Al igual que con la matriz generada para la ciudad de Medellín, las de los grupos de los demás municipios del Valle de Aburrá fueron corregidas según las opiniones de algunos diseñadores estructurales de la ciudad. Se tuvieron también en cuenta los datos del Censo General del 2005 (DANE, 2005). Los valores de reposición para los demás municipios del Valle de Aburrá, se tomaron iguales a los de Medellín, pues se asumió que éstos no varían mucho debido a la proximidad entre los municipios.

Los resultados del modelo para el Valle de Aburrá están entonces a nivel de municipio, con las áreas de cada sistema estructural, por cada número de pisos y cada nivel socioeconómico. Toda esta información asociada a un punto cercano al centro del casco urbano de cada municipio. La Figura 5 muestra los valores de reposición y áreas construidas por cada sistema estructural obtenidos en el modelo de exposición de los municipios del Valle de Aburrá. Estos resultados fueron comparados con los resultados de las Encuestas de Calidad de Vida (Departamento Administrativo Nacional de Estadística, DANE, 2011) utilizando la misma área de vivienda por cada sistema estructural que se empleó para el modelo de la ciudad de Medellín. En la Tabla 3 se muestra el número de viviendas de cada municipio del Valle de Aburrá (excepto Medellín) obtenido en el modelo de exposición y el reportado por las Encuestas de Calidad de Vida. Se puede ver que la relación entre estos números (número de viviendas según la referencia dividido por el número de viviendas según este trabajo) oscila entre 0,95 y 1,18, lo que indica que los resultados del modelo son buenos.

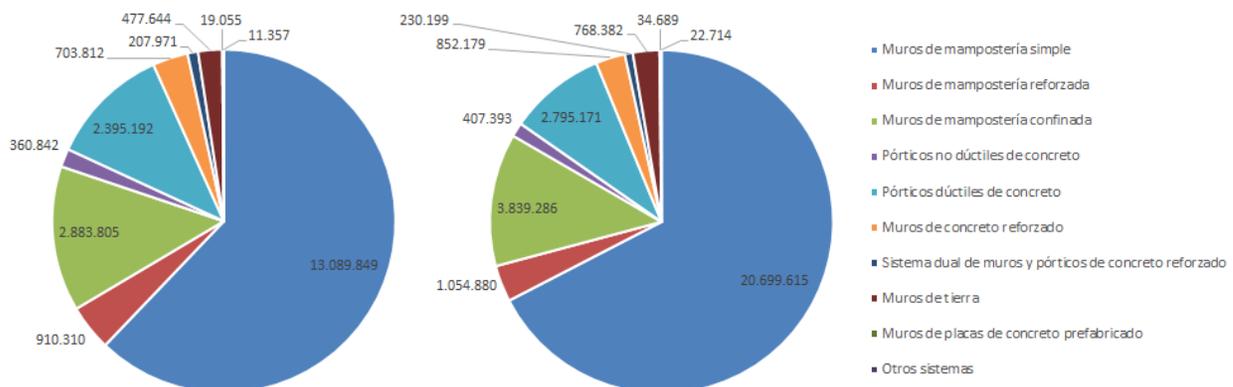


Figura 5: Resultados de valor de reposición [Millones de pesos] (izquierda) y área construida [m²] (derecha) para cada sistema estructural para los municipios del Valle de Aburrá. No se incluye la ciudad de Medellín.

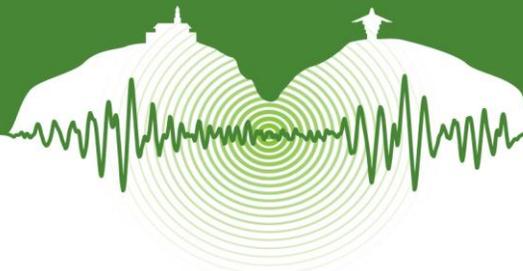


Tabla 3: Resultados y comparación del modelo de exposición del Valle de Aburrá

Número de viviendas	Barbosa	Bello	Caldas	Copacabana	Envigado	Itagüí	La Estrella	Sabaneta	Girardota
Este trabajo	5.002	90.117	13.797	13.757	49.733	55.797	8.674	11.813	6.405
Encuesta Calidad de Vida, 2011	5.881	104.135	15.448	15.329	51.216	64.680	9.188	13.586	6.581
Relación	1,18	1,16	1,12	1,11	1,05	1,15	1,06	1,15	0,95

3.3 Municipios fuera del valle de Aburrá

La oficina de catastro del departamento de Antioquia cuenta con una página web (<https://catastro.antioquia.gov.co/sitio>) de la que se pueden descargar mapas en formato *Shape* los cuales contienen diferente tipo de información para cada uno de los municipios del departamento. No se encuentran disponibles todos los tipos de mapas para todos los municipios pero para el caso de las construcciones se pudo realizar la descarga de 80 mapas de las zonas urbanas. Estos mapas contienen los polígonos con la forma de las construcciones de los cascos urbanos de 80 municipios del departamento. En 72 casos cada polígono del mapa presenta el número de pisos de las construcciones.

Antioquia tiene un total de 125 municipios, de los cuales se obtuvo información de áreas construidas de 90 (10 del Valle de Aburrá y 80 por fuera de esta región), lo que indica que 35 municipios no cuentan con ningún tipo de información. Para estos se empleó ArcGis e imágenes satelitales de Google Maps y Bing Maps y se aplicó la metodología ya descrita en este trabajo.

Debido a que para estos 35 municipios, y para algunos de los 80 en los que se tenía mapa de construcciones, no se contó con el número de pisos de las edificaciones, se utilizaron dos estrategias para obtener un estimado de la distribución porcentual de esta característica. Una de ellas fue determinar los porcentajes en los cuales estaba presente cada número de pisos, en un municipio de la misma región en la que se encuentra aquel para el cual no se tenía información de dicha característica. Se seleccionó un municipio con información de número de pisos que fuera parecido en términos de población y área construida a aquel para el cual no se tenía información y se aplicó su porcentaje de número de pisos a aquel para el que no se tenía información. La otra estrategia fue aplicar la metodología de obtención de distribución porcentual de número de pisos descrita previamente, mediante recorridos virtuales en el municipio de mayor población de la subregión, usando Google Street View. Un vez tenido el número de edificaciones por cada número de pisos de una muestra representativa del municipio, se determinó el porcentaje de cada número de pisos en éste y se aplicó a las áreas construidas en planta de aquellos municipios de la región en los que no se tuviera información y que fueran parecidos en población y/o área construida en planta al municipio recorrido.

Para obtener el área construida total de los municipios para los que se tenían mapas de edificaciones, bastó multiplicar el área de cada polígono por su número de pisos asociado. Para los municipios en los que se tenía el mapa de construcciones, pero no se tenía el número de pisos de éstas, se multiplicó el área de cada polígono por el porcentaje de cada número de pisos y por el número de pisos como tal. Por último, para aquellos municipios en los que no se tenía ningún tipo de información, se multiplicó el área de cada polígono obtenido mediante ArcGis por el factor de reducción del municipio correspondiente, luego este resultado se multiplicó por el porcentaje de cada número de pisos de la distribución asignada y por el número de pisos de este porcentaje.

Para cada uno de los municipios por fuera del Valle de Aburrá, 115 en total, se construyó una matriz de distribución porcentual de sistema estructural en función del número de pisos de las edificaciones. Se quiso que la matriz involucrara también el estrato socioeconómico, igual que las construidas para el Valle de Aburrá, pero no fue posible ya que no se encontró información de esta característica para las viviendas de estos municipios. Por esta misma razón, se decidió asignar un valor de reposición de \$1.000.000 por metro cuadrado a todas las áreas de las viviendas, pues fue el valor promedio dado por los constructores. En el proceso se generó una matriz para cada subregión mediante las observaciones hechas durante los recorridos virtuales en google Street View. Esta matriz fue aplicada a todos los municipios de la región, pero fue modificada según los resultados del Censo General (DANE, 2005).

Los resultados de este modelo son entonces a nivel de municipio, con la información georreferenciada amarrada a un punto en el centro del casco urbano de cada municipio. La Figura 6 muestra los valores de reposición y áreas construidas por cada sistema estructural obtenidos en el modelo de exposición de los municipios por fuera del Valle de Aburrá. Además, la Figura 7 muestra el mapa de todos los municipios de Antioquia, incluyendo el Valle de Aburrá, con los costos de reposición resultantes del modelo de exposición.

Estos resultados fueron comparados con los datos del Censo General del 2005 (DANE, 2005), donde se reporta el número de viviendas de cada municipio. Para efectuar dicha comparación se propusieron áreas por unidad de vivienda por cada sistema estructural y por cada región, según lo observado en los recorridos virtuales en google Street View de los municipios más poblados de cada región. Las relaciones obtenidas entre los resultados del modelo y lo presentado por el DANE son muy diversas, como se aprecia en la Figura 8. Esta gráfica debe ser observada con cuidado, pues se puede pensar que los resultados obtenidos son erróneos, pero hay que tener en cuenta que los autores no conocen con exactitud las áreas que el DANE consideró como urbanas a la hora de realizar el Censo General. Además, dentro de los mapas descargados de la página de Catastro del Departamento de Antioquia existen algunos que tienen dos cascos urbanos para un mismo municipio.

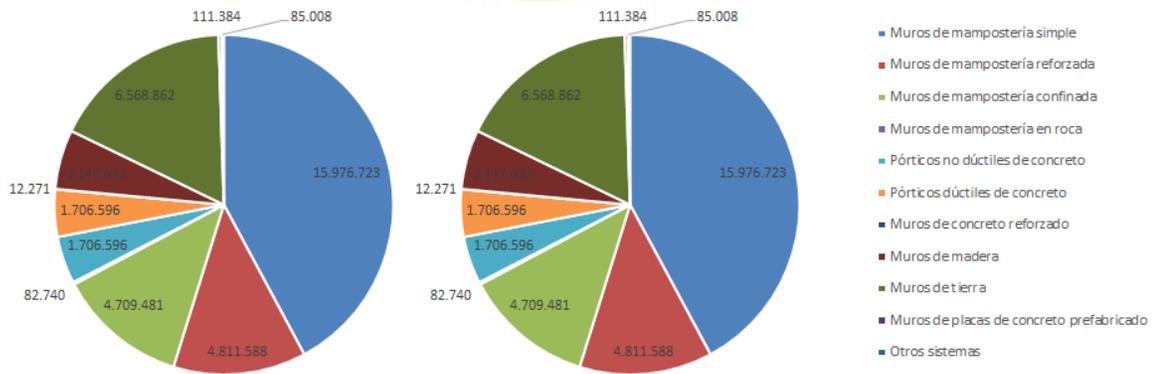
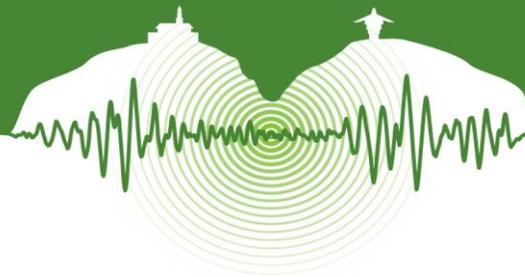


Figura 6: Resultados de valor de reposición [Millones de pesos] (izquierda) y área construida [m²] (derecha) para cada sistema estructural para los municipios por fuera del Valle de Aburrá.

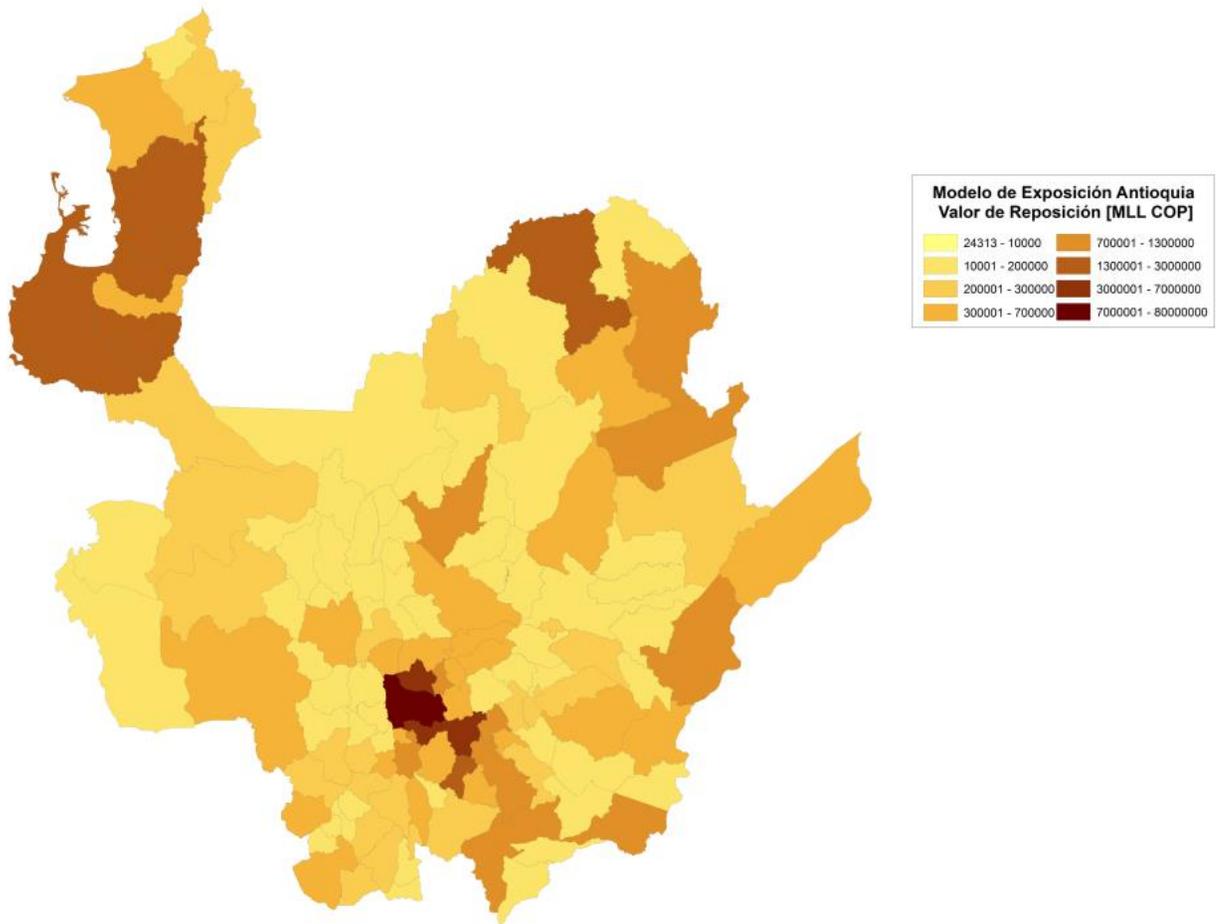


Figura 7: Costos de reposición por municipio del departamento de Antioquia.

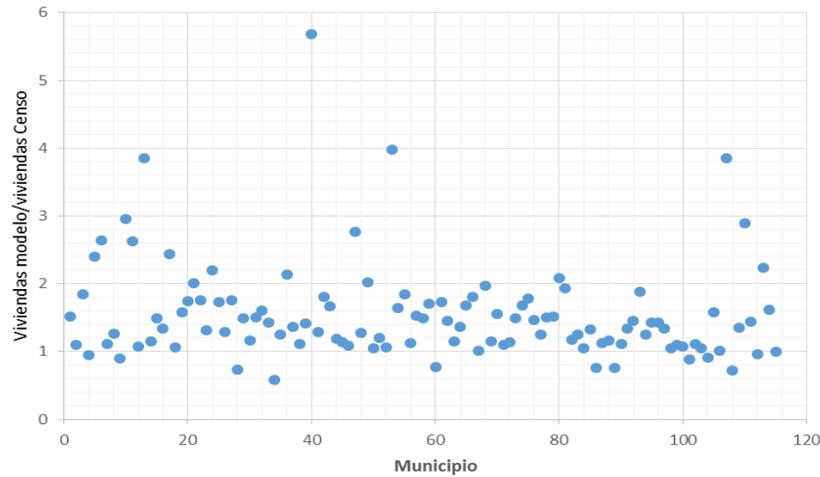
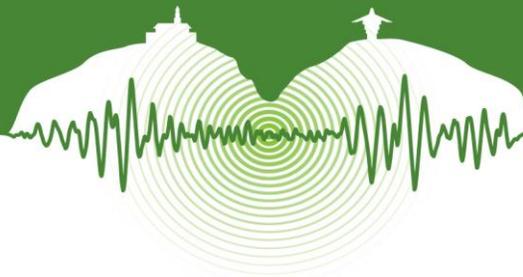


Figura 8: Relación entre el número de viviendas obtenido en el modelo de exposición y el reportado en el Censo General del 2005.

4 CONCLUSIONES

Aunque la información disponible no siempre es la más adecuada para la generación de un modelo de exposición preciso, es posible utilizar herramientas y demás recursos como mapas e imágenes satelitales, que permiten obtener un modelo muy aproximado a la realidad y empleando relativamente poco tiempo de trabajo.

Los modelos de exposición obtenidos con la metodología aquí expuesta pueden ser tan precisos como la información disponible lo permita. Se pueden obtener, como se vio en la aplicación de la metodología al departamento de Antioquia, modelos a diferentes escalas. Cuando se tiene la mínima información requerida (Imagen satelital de la localidad y acceso a Google Street View) es posible obtener un modelo de exposición a nivel de municipios, el cual junto con los modelos de vulnerabilidad y amenaza puede ayudar a estimar de forma precisa el riesgo sísmico de un departamento o un país.

5 REFERENCIAS

- CodePlex. 2010. ArcBruTile 0.2.2. Retrieved (<https://arcbrutitle.codeplex.com/releases/view/55377>).
- Consortio Microzonificación 2006. 2007. Microzonificación Sísmica Detallada de Los Municipios de Barbosa, Girardota, Copacabana, Sabaneta, La Estrella, Caldas Y Envigado.
- DANE. 2005. Censo General 2005.
- DANE. 2011. Encuesta de Calidad de Vida-2011. Retrieved <https://www.dane.gov.co/index.php/es/estadisticas-sociales/calidad-de-vida-ecv/87-sociales/calidad-de-vida/3281-encuesta-de-calidad-de-vida-2011>.
- Google Inc. 2014. Street View. Retrieved <https://www.google.com/maps/views/home?gl=us>.
- Salgado-Gálvez, Mario a., Daniela Zuloaga-Romero, Gabriel a. Bernal, Miguel G. Mora, and Omar-Darío Cardona. 2013. "Fully Probabilistic Seismic Risk Assessment Considering Local Site Effects for the Portfolio of Buildings in Medellín, Colombia." *Bulletin of Earthquake Engineering*. Retrieved February 12, 2014 (<http://link.springer.com/10.1007/s10518-013-9550-4>).
- Velázquez, C. A., Mora, M.G., Gonzalez, D.M., Yamín, L.E., and Cardona, O.D. 2011. Metodología para el levantamiento de información básica de exposición para la evaluación del riesgo sísmico. *V Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Medellín, Colombia.



Análisis de riesgo sísmico de tanques de concreto ubicados en la ciudad de Manizales

Seismic risk analysis of concrete tanks located in the city of Manizales

Carolina Herrera^{1*}, Luis Yamin², Álvaro Hurtado³, Juan F. Pulido³

¹Asistente Investigación, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia

²Profesor Asociado, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia

³MSc. Ingeniero Estructural, Ingeniería Técnica y Científica, ITEC S.A.S., Bogotá, Colombia

RESUMEN

El análisis de riesgo sísmico es una metodología que permite determinar la distribución de probabilidad de pérdidas para un grupo de elementos expuestos a través de la integración de variables asociadas a la amenaza sísmica, efectos de sitio causados por los diferentes depósitos de suelo, ubicación de los elementos a analizar y la vulnerabilidad asociada a cada uno de los componentes expuestos representativos. El presente artículo presenta una metodología para la determinación de funciones de vulnerabilidad de tanques de concreto con diferentes características mediante el uso de métodos aproximados de análisis. Con base en estas funciones se pretende realizar un análisis de riesgo paramétrico para diferentes tipos de tanque ubicados en la ciudad de Manizales que permita evaluar los tipos de tanques críticos y su interacción con las zonas de diferente respuesta sísmica local. La metodología propuesta incluye la estimación de las fuerzas hidrostáticas, inerciales y asociadas al empuje lateral del suelo actuando sobre el tanque, además de la estimación de las presiones hidrodinámicas generadas por el movimiento del líquido ante un evento sísmico, siguiendo el procedimiento dado en el documento ACI 350.3-06 *Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures*. De igual manera, la metodología tiene en cuenta la geometría y propiedades de los materiales del tanque además de incluir el espectro de diseño calculado a partir de los coeficientes de aceleración y velocidad pico efectiva dados por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10. Como resultado del trabajo se presentan las funciones de vulnerabilidad generadas para diferentes tipologías de tanques en concreto reforzado, identificando la incidencia de las distintas variables geométricas en la función encontrada para cada uno de los elementos analizados. De igual manera, se presenta el análisis de la incidencia de la respuesta sísmica local en las diferentes zonas de la ciudad de Manizales para los diferentes tipologías de tanques analizadas con base en lo cual se establecen las conclusiones y recomendaciones correspondientes.

Palabras clave: Análisis de riesgo, funciones de vulnerabilidad sísmica, comportamiento sísmico de tanques

ABSTRACT

The seismic risk analysis is a methodology for determining the probabilistic distribution of losses for a group of exposed elements through the integration of variables associated to seismic hazard, site effects caused by different soil deposits, location of the exposed elements and the seismic vulnerability associated to each one of them. This paper presents a methodology aimed at determining the vulnerability functions for reinforced concrete tanks of different characteristics through the use of simplified structural analysis. Using the proposed vulnerability functions, a parametric risk assessment is conducted for different type of tanks located in the different zones of the city of Manizales in order to evaluate the critical tank configurations and its interaction with the different seismic local response zones. The proposed methodology includes the estimation of hydrostatic and inertial forces, and the forces associated with lateral soil pressure acting on the tank, along with the estimation of hydrodynamic pressures generated by the liquid movement caused by a seismic event, following the procedures given in the ACI 350.3-06 *Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures*. Similarly, the methodology takes into account the geometry and material properties of the tank and includes the design spectrum calculated with the peak ground velocity and peak ground acceleration coefficients given by the "Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente", NSR-10. As a result, vulnerability functions for different tank typologies are presented identifying the incidence of different geometric variables. In addition, the impact of the local soil response for the different tank typologies is presented, based on which the final conclusions and recommendations are drawn.

Keywords: Risk analysis, seismic vulnerability functions, seismic behavior of tanks

* dc.herrera745@uniandes.edu.co



1 INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

Los tanques de almacenamiento son estructuras de gran importancia cuyo funcionamiento debe garantizarse tras un evento sísmico, bien sea para abastecer zonas afectadas, actuar como sistema contra incendios o evitar el vertimiento de sustancias peligrosas en caso de que se almacenen productos químicos o derivados del petróleo. Por esta razón es primordial garantizar su buen desempeño ante cargas dinámicas como las producidas por un sismo, especialmente en ciudades como Manizales cuya categoría de amenaza sísmica es alta de acuerdo a la clasificación definida en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo-Resistente NSR-10.

El análisis de riesgo sísmico asociado a tanques tiene como base la extensa investigación que se ha desarrollado a partir de los daños observado en estas estructuras tras sismos como el de Alaska (1964), Imperial Valley (1979) y Northridge (1994), donde se produjeron incendios, derrame de petróleo y fallas tipo “pata de elefante” respectivamente. A partir de estos eventos fue posible identificar las deficiencias asociadas a las metodologías de análisis y diseño empleadas hasta el momento y se generaron planes de contingencia frente a fallas como las presentadas durante los eventos sísmicos descritos.

2 OBJETIVOS Y ALCANCE

El principal objetivo del presente artículo es hacer un análisis de riesgo para un portafolio de tanques de concreto ubicados en la ciudad de Manizales utilizando la plataforma CAPRA (www.ecapra.org). Se presenta la metodología para la evaluación de la amenaza sísmica basada en la información incluida en el Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia 2009, incluyendo leyes de atenuación y las diferentes fuentes sismogénicas del país. La modificación de la onda sísmica generada por los diferentes depósitos de suelo es incluida a través de los efectos de sitio, calculados a partir de los resultados consignados en el estudio de microzonificación sísmica de la ciudad. La vulnerabilidad asociada a los tanques incluidos en el análisis se representa a través de funciones de vulnerabilidad, las cuales se calculan con base en los momentos flectores y fuerzas cortantes críticos demandados con base en las cargas actuantes (estáticas y sísmicas) siguiendo una metodología cuya base conceptual incluye los lineamientos descritos en el código 350.3-06 *Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures* de la Asociación Americana del Concreto (ACI).

Como resultado se presentan los índices de concentración de riesgo (ICR) y se calculan relaciones beneficio-costo asociadas a la implementación de diferentes propuestas de reforzamiento planteadas. De esta manera se realizan estimativos de las pérdidas asociadas a la ocurrencia de eventos sísmicos y se identifican los elementos críticos, es decir, los que más contribuyen a las pérdidas totales calculadas y los que tienen mayor prioridad para la realización de obras de reforzamiento.

3 METODOLOGÍA

3.1 Amenaza sísmica

La amenaza hace referencia al peligro de que se presente un evento cuya magnitud genere pérdidas, bien sea humanas o económicas. La amenaza sísmica puede evaluarse a través de diferentes parámetros (aceleraciones, velocidades o desplazamientos máximos del terreno), cuya elección depende del que mejor se correlacione con el porcentaje de daño observado en la infraestructura analizada. La estimación de la amenaza sísmica incluye la determinación de las fuentes sismogénicas a partir de las cuales se puedan generar eventos de magnitud considerable, cuya caracterización se realiza a partir de la información descrita en el Estudio General de Amenaza Sísmica publicado en 2009 por la AIS. De igual manera se determina el área de influencia que se verá afectada tras la ocurrencia de los diferentes eventos para lo cual se hace uso de ecuaciones de atenuación teniendo en cuenta la importancia del carácter local a la hora de elegir la relación a emplear. La integración de las variables descritas se realiza a través del Software CRISIS (www.ecapra.org/es/crisis-2007), el cual permite definir un módulo de amenaza probabilista que incluye múltiples escenarios sísmicos a considerar en el análisis. Así mismo se tiene en cuenta la modificación de la onda sísmica asociada a los diferentes depósitos de suelo existentes en la ciudad para estimar los efectos de amplificación que se puedan generar.

Como resultado se pueden generar mapas de amenaza para diferentes períodos de retorno incluyendo los efectos de amplificación del suelo como se muestra en la Figura 1.

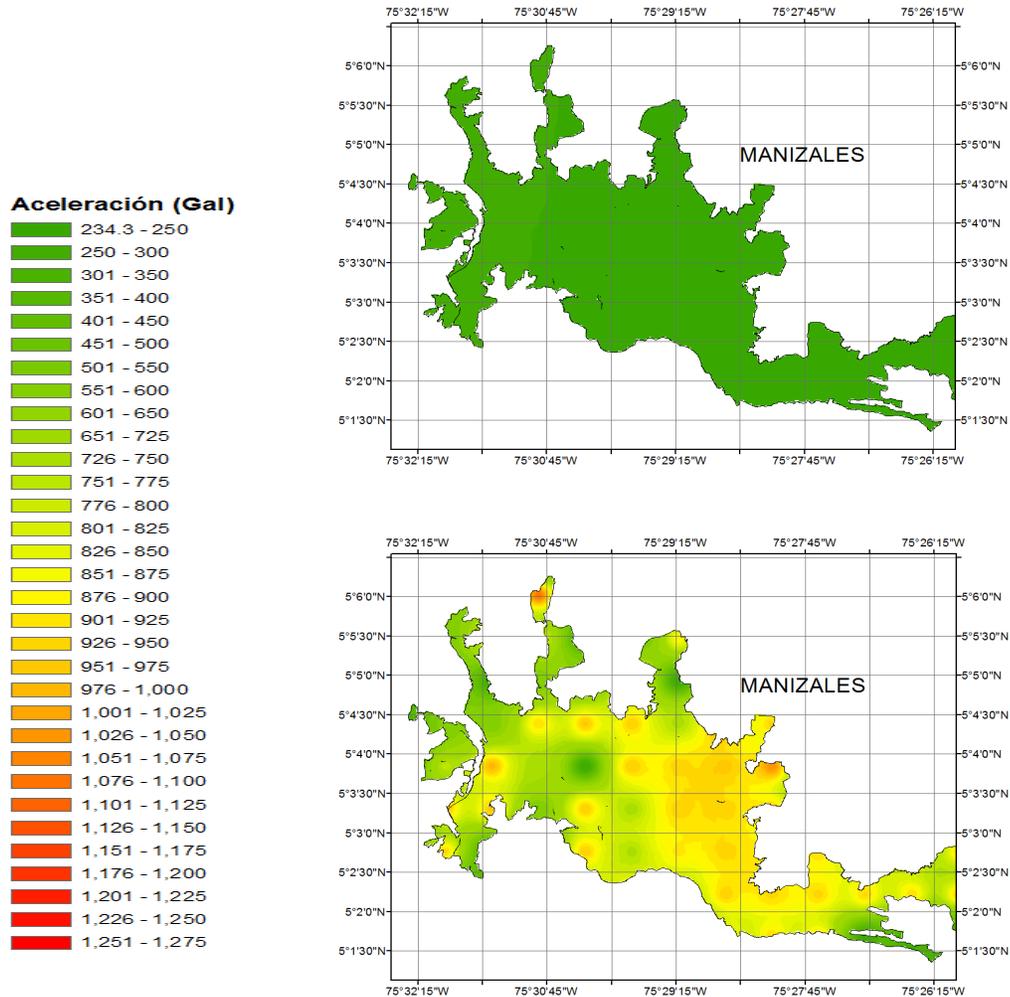


Figura 1: Mapas de amenaza para periodo de retorno 475 años: a) Aceleración máxima en roca; b) Aceleración máxima en superficie

3.2 Caracterización de elementos expuestos

El portafolio a analizar está compuesto por tanques rectangulares superficiales cuyas características generales se presentan en la Tabla 1. El análisis incluye un total de 6 tanques con diferentes configuraciones geométricas ubicados en la ciudad de Manizales.

Tabla 1: Descripción de los tanques incluidos en el análisis

ID Tanque	Longitud (m)	Base (m)	Altura (m)
1	≥ 30 m	≥ 20 m	4.5
2	≥ 30 m	≥ 20 m	3.8
3	≥ 30 m	≥ 20 m	3.0
4	< 15 m	< 10 m	2.6
5	< 30 m	< 15 m	3.6
6	< 30 m	< 20 m	3.6



Como requerimiento para el análisis de riesgo la caracterización de los elementos estudiados debe contener los siguientes parámetros:

- Coordenadas geográficas (latitud y longitud), requeridas para ubicar cada uno de los elementos y estimar el valor de aceleración que se puede generar en dicha zona de acuerdo al epicentro de los diferentes eventos contenidos dentro de la amenaza sísmica.
- Función de vulnerabilidad correspondiente a cada uno de los elementos considerados en el análisis. Son generadas siguiendo la metodología descrita en la Figura 2.
- Valor de reposición o avalúo asociado a cada uno de los tanques. Este valor se calcula a partir de costos por metro cúbico de concreto, los cuales fueron establecidos a partir de revisión de proyectos realizados anteriormente.

3.3 Funciones de vulnerabilidad

La vulnerabilidad estructural se entiende como la susceptibilidad al daño ante un evento o amenaza natural, y se incluye en el análisis mediante las funciones de vulnerabilidad, las cuales presentan la relación media de daño para diferentes niveles de intensidad (aceleración máxima, velocidad máxima del terreno, etc). Para generar las funciones de vulnerabilidad asociadas a los tanques descritos anteriormente se empleó una metodología de análisis simplificada que incluye la estimación de las diferentes fuerzas actuantes como se ilustra en la Figura 2.

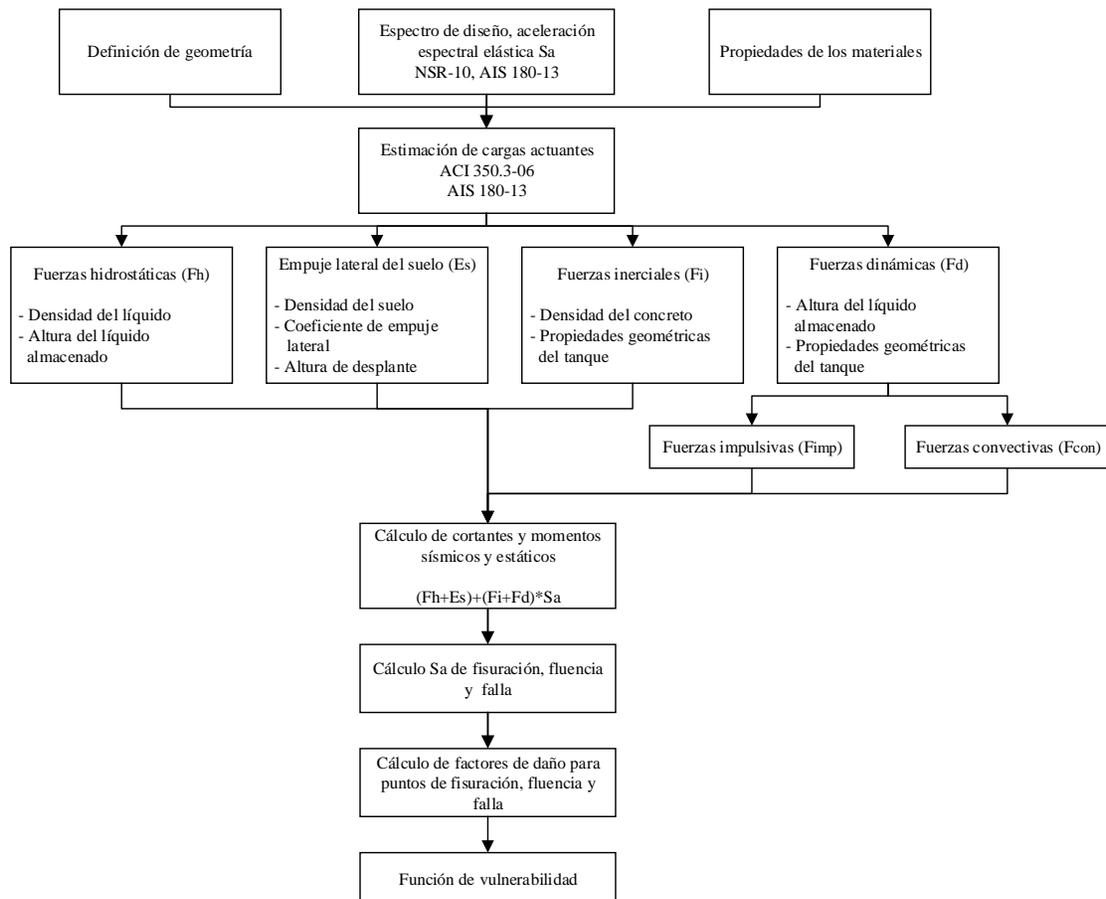


Figura 2: Diagrama de flujo metodología funciones de vulnerabilidad.



Como resultado de la metodología propuesta la Figura 3 presenta las curvas de vulnerabilidad calculadas para cada uno de los tanques analizados. El parámetro de intensidad utilizado es la aceleración espectral ya que esta es la que mejor se correlaciona con los daños de los tanques.

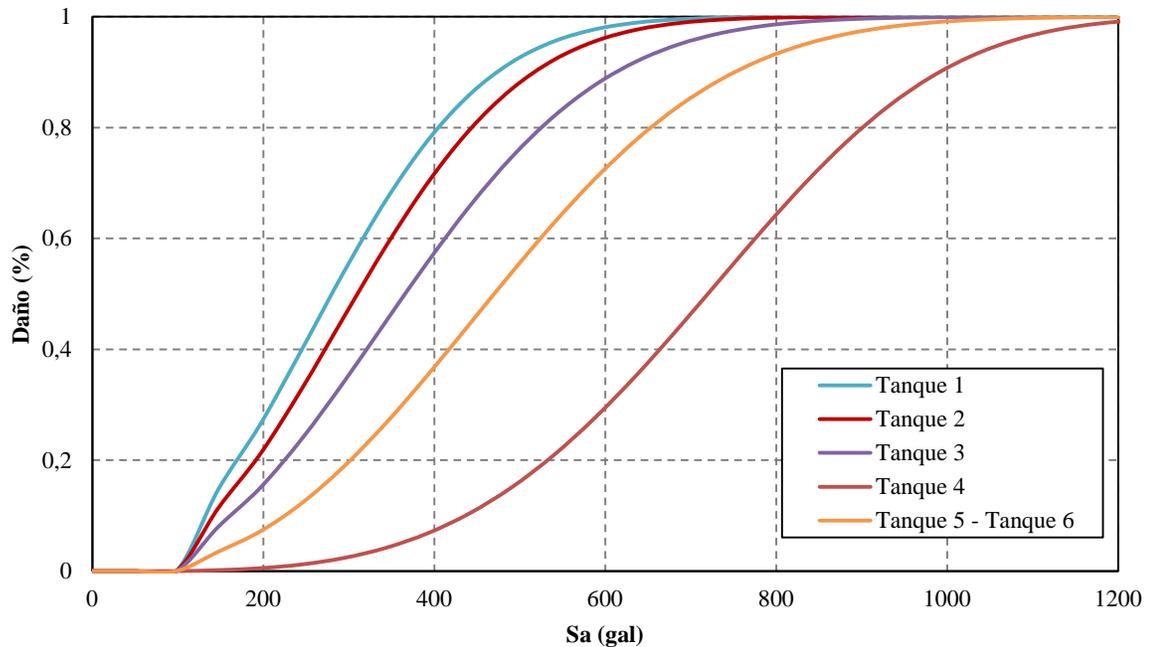


Figura 3: Funciones de vulnerabilidad

3.4 Cálculo de riesgo y análisis beneficio costo

El cálculo de riesgo se realiza integrando la amenaza, exposición y vulnerabilidad descritas anteriormente a través de la plataforma CAPRA (www.ecapra.org), herramienta que permite la evaluación de riesgo probabilista multi-amenaza en términos económicos. Como resultado de dicho análisis se calcula la distribución de probabilidad de pérdidas a partir de la integración de los resultados obtenidos para los diferentes escenarios contenidos en la amenaza teniendo en cuenta factores de peso tales como la frecuencia de ocurrencia de cada escenario. De igual manera, el análisis realizado incluye la estimación de la probabilidad de excedencia de una pérdida p dado que se registró un evento determinado, lo cual puede expresarse por medio de la siguiente ecuación:

$$\Pr(P > p | \text{Evento}) = \int_I \Pr(P > p | I) f(I | \text{Evento}) dI \quad (1)$$

donde el primer término de la integral corresponde a la probabilidad de que la pérdida exceda el valor p dado una intensidad local I , tomando en cuenta en la incertidumbre asociada a las relaciones de vulnerabilidad. El segundo término es la densidad de probabilidades de la intensidad dada la ocurrencia de un evento, teniendo en cuenta que la intensidad asociada al sitio de interés es incierta.

Los resultados encontrados en el análisis probabilista de riesgo pueden entenderse por medio de estimadores de riesgo como son la pérdida anual esperada (PAE) y la pérdida máxima probable (PML), las cuales corresponden al valor esperado de la pérdida anual y a una pérdida que ocurre con una frecuencia muy baja respectivamente. Los resultados presentados en este artículo se basan en el índice de concentración de riesgo (ICR) evaluado a partir de las pérdidas anuales esperadas, las cuales se calculan mediante la siguiente ecuación:

$$P_{AE} = \sum_{i=1}^{\text{Eventos}} E(P | \text{Evento } i) F_A(\text{Evento } i) \quad (2)$$



Las ecuaciones 1 y 2 se obtuvieron de la referencia C. E.-A. (2011).

De esta manera se define el índice de concentración de riesgo de acuerdo a la siguiente expresión:

$$ICR_i = \frac{PAE_i}{\sum_j PAE_j} \quad (3)$$

Donde ICR_i es el índice de concentración de riesgo del componente i y PAE_i corresponde a la pérdida anual esperada del componente i .

Con los resultados del análisis probabilista de riesgo es posible establecer relaciones de beneficio-costos para tener estimativos que sirvan para evaluar el impacto de diferentes obras de reforzamiento sobre las pérdidas calculadas en los diferentes elementos expuestos. Para este análisis se presenta una metodología simplificada que permite calcular el índice beneficio-costos a través de la siguiente expresión:

$$I_{(B|C)} = ((P_A - P_R)/i)/Inv \quad (4)$$

Donde:

P_A : Pérdidas condición actual

P_R : Pérdidas condición reforzada

i : Tasa de interés

Inv : Inversión

4 RESULTADOS

4.1 Riesgo

Una vez realizado el análisis probabilista de riesgo para los seis tanques expuestos en la Tabla 1 de acuerdo a la metodología descrita anteriormente, estos se clasifican en tres categorías asociadas a diferentes rangos de valores de acuerdo a los índices de concentración de riesgo calculados como se presenta en la Tabla 2.

Tabla 2: Clasificación del nivel de concentración de riesgo de los tanques analizados

CATEGORIA	RANGO DE VALORES	ID TANQUE
ALTO	$ICR \geq 20\%$	1,3
MEDIO	$10\% \leq ICR < 20\%$	2,5,6
BAJO	$ICR < 10\%$	4

Los resultados consignados en la Tabla 2 permiten ver que dos de los seis tanques analizados concentran más del 40% de las pérdidas totales calculadas, lo que permite plantear que aquí se podrían obtener las mayores relaciones beneficio-costos, además de esperar que el reforzamiento de los tanques 1 y 3 tendrá un gran impacto en la reducción general del riesgo del portolio.

4.2 Análisis beneficio costo

Los valores de índice de concentración de riesgo ICR encontrados en el análisis permiten categorizar y priorizar los tanques que requieren de una intervención para disminuir el riesgo a través de la identificación de los componentes críticos que más aportan a la vulnerabilidad del elemento.

Es posible plantear algunas propuestas de reforzamiento de acuerdo a las diferentes configuraciones que tengan los tanques como se describe a continuación:

- Tanques de grandes dimensiones
 - Construir pórticos adosados de concreto reforzado, lo cual puede incluir una intervención en la cimentación además de la construcción de vigas y/o columnas dependiendo de las dimensiones de los muros principales.



- Aumentar el espesor de los muros teniendo en cuenta la cuantía de refuerzo existente, lo cual puede involucrar una intervención en la placa inferior del tanque.
 - Construir contrafuertes (internos o externos) teniendo en cuenta la cuantía de refuerzo existente, esto con el fin de reducir cortantes y momentos flectores.
- Tanques con dimensiones laterales pequeñas
- Construir elementos horizontales de reforzamiento tipo vigas adosadas a los muros existentes, ya sea por las caras internas o externas. Esta opción no requiere intervenir la cimentación y de realizarse en las caras externas no requeriría la suspensión del funcionamiento del tanque.

Para poder estimar la relación beneficio-costos se realiza un nuevo análisis probabilista de riesgo en el cual los tanques tienen una vulnerabilidad asociada menor. Para cada uno de los tanques estudiados se asignan nuevas funciones de vulnerabilidad que consideran procesos de reforzamiento como los descritos previamente. El costo de inversión para el reforzamiento de los tanques se calcula a partir de un valor por metro cúbico de concreto teniendo en cuenta un estimado del volumen de concreto requerido para la construcción de los elementos necesarios para realizar el reforzamiento de cada uno de los elementos analizados. Como resumen de los valores calculados y utilizados para el análisis beneficio-costos, la Tabla 3 presenta la inversión total para reforzamiento asociada a los tanques dentro de cada una de las categorías de ICR presentadas en la Tabla 2.

Tabla 3: Costos totales asociados al reforzamiento de los tanques

CATEGORÍA ICR	RANGO DE VALORES	COSTO TOTAL (\$COP)	COSTO POR VOLUMEN DE AGUA PROMEDIO (\$COP/m ³)
ALTA	ICR ≥ 20%	498,529,590	104,961
MEDIA	10% ≤ ICR < 20%	451,148,890	284,791
BAJA	ICR < 10%	18,528,640	77,385

Aplicando la Ecuación 4 se calcula el beneficio-costos para el portafolio de tanques analizados, lo cual permite categorizar y priorizar los componentes que deben ser intervenidos a fin de disminuir las pérdidas asociadas a eventos sísmicos. La Tabla 4 presenta los resultados encontrados con este análisis y los niveles de prioridad de intervención asociados a cada uno de los elementos.

Tabla 4. Relación beneficio-costos de los tanques analizados

ID tanque	Relación beneficio-costos E(Q)	Nivel de prioridad de intervención	Categoría ICR
3	2.36	Alta	Alto
1	1.68	Alta	Alto
4	1.46	Media	Bajo
2	1.4	Media	Medio
5	1.01	Baja	Medio
6	1	Baja	Medio

CONCLUSIONES

- La metodología propuesta permite generar las curvas de vulnerabilidad para tanques con diferentes configuraciones geométricas. A partir de las funciones generadas se realizó el análisis probabilista de riesgo para el portafolio de los tanques integrando los módulos de amenaza, exposición y vulnerabilidad. Se calculó el índice de concentración de riesgo para cada uno de los elementos analizados, el cual relaciona la pérdida anual esperada del elemento respecto a la pérdida anual total esperada del portafolio analizado. A partir de este indicador se identificaron los componentes que concentran el mayor porcentaje de riesgo y se clasificaron los niveles de prioridad de intervención asociados a cada uno de los tanques.



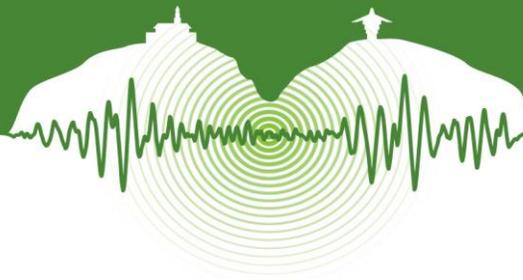
- Los resultados encontrados en el primer análisis probabilista de riesgo permiten identificar los componentes más vulnerables, por lo cual se plantean diferentes opciones de reforzamiento en función de las dimensiones de los tanques. Para los tanques de grandes dimensiones las opciones de reforzamiento incluyen la construcción de pórticos adosados de concreto reforzado, aumentar la relación altura/espesor y la construcción de contrafuertes teniendo en cuenta la cuantía de refuerzo existente. Para los tanques con dimensiones laterales pequeñas se propone la construcción de elementos horizontales tipo vigas adosadas, lo cual no requiere intervenciones a nivel de cimentación y podría realizarse sin suspender el funcionamiento del tanque.
- Los tanques con ID 1 y 3 presentan grandes dimensiones y son los que mayor relación beneficio-costo tienen. Estos tanques presentan un índice de concentración de riesgo ICR alto, ya que tienen asociadas funciones que describen mayor vulnerabilidad frente a las otras funciones calculadas. El tanque con ID 2 presenta características geométricas similares a los dos tanques mencionados anteriormente, sin embargo, presenta un índice de concentración de riesgo menor que puede estar asociado a los efectos de sitio, pues en la zona donde se encuentra ubicado no se presenta amplificación de onda significativa como ocurre en los casos anteriores.
- El reforzamiento de los tanques con ID 1 y 3 presentan una buena rentabilidad, ya que con una inversión del orden de \$500 millones de pesos se mejora significativamente el comportamiento esperado pues se estarían interviniendo los elementos que concentran la mayor parte de las pérdidas asociadas a la ocurrencia de eventos sísmicos.

AGRADECIMIENTOS

A todas las personas involucradas en el desarrollo de esta investigación, gracias por su dedicación y valiosos aportes.

REFERENCIAS

- ACI. *Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures*. ACI COMMITTEE 350.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS. 2010. Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia, AIS.
- C. E.-A. 2011. Metodología de modelación probabilista de riesgos naturales. *Metodología de análisis probabilista de riesgo*. Bogotá, Colombia.
- María, E. y Compagnoni, C.A. 2013. *Mitigación de daños en tanques contenedores del líquidos bajo excitación sísmica, con optimización de costos*. Buenos Aires, Argentina: Edutecne.
- Ministerio De Ambiente, Vivienda, Desarrollo y Transporte. *Reglamento colombiano de Construcciones Sismo Resistentes - NSR-10. 2010*, Bogotá.
- Nuño, I. E. 2009. *Funciones de Vulnerabilidad de Tanques de Almacenamiento ante Acciones Sísmicas*. Ciudad de México.
- Sarría, A. 2008. *Terremotos e infraestructura*. Bogotá: Ediciones Uniandes.
- Technology, N.I. 1997. *A study of performance of petroleum storage tanks during earthquake (1933-1995)*. Gaithersburg, U.S.A.
- Universidad de los Andes. 2002. *Microzonificación sísmica de la ciudad de Manizales*. Bogotá.
- Yamin, L. E., Guesquiere, F., Cardona, O.D., y Ordaz, M.G. 2013. *Modelación probabilista para la gestión del riesgo de desastre: el caso de Bogotá, Colombia*. Banco Mundial, Universidad de los Andes.



Estimación holística del riesgo sísmico – nuevos enfoques Holistic evaluation of the seismic risk – new approach

Martha Liliana Carreño^{1,2*}, Omar Dario Cardona³, Alex H. Barbat^{2,1}

¹*Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE), Barcelona, España*

²*Universidad Politécnica de Cataluña (UPC), Barcelona, España*

³*Profesor, Universidad Nacional de Colombia, Manizales, Colombia*

RESUMEN

La teoría de conjuntos difusos ofrece un puente entre el procesamiento simbólico y el numérico que permite el uso de conceptos cualitativos útiles en el proceso de toma de decisiones relacionadas con la gestión del riesgo sísmico y, en general, con la gestión del riesgo de desastres. Su utilización en la evaluación del riesgo sísmico es necesaria en el caso en que los datos para aplicar un método de evaluación convencional del riesgo no estén disponibles o sean insuficientes. Una posible solución, considerada en este artículo, consiste en sustituir la información que falta por la opinión de expertos y en procesar las variables cualitativas y las calificaciones lingüísticas que se obtengan de dichas opiniones en lugar de valores numéricos. El procesamiento se realiza utilizando la teoría de conjuntos difusos. Para lograr una gestión eficaz, el riesgo se debe definir como las posibles consecuencias físicas, económicas, sociales y ambientales que pueden ocurrir en un período de tiempo determinado debido a fenómenos peligrosos. Desde esta perspectiva holística, y utilizando la teoría de conjuntos difusos, el método numérico propuesto calcula un nivel de riesgo físico y un nivel de agravamiento relacionado con las condiciones de fragilidad social y falta de resiliencia, para determinar un nivel de riesgo total. El método propuesto se aplica a la ciudad de Barcelona, España, y los resultados obtenidos se comparan con los correspondientes a un método convencional de evaluación holística.

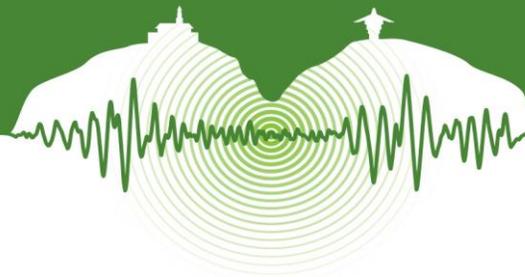
Palabras clave: Conjuntos difusos, Enfoque holístico, Evaluación del riesgo sísmico, Vulnerabilidad socioeconómica.

ABSTRACT

The fuzzy set theory offers a bridge between the symbolic and numerical processing, allowing managing qualitative concepts useful in the decision-making process related to the seismic risk management and, in general, to the disaster risk management. Its use in the seismic risk evaluation is necessary in the cases where the data required to apply a conventional method of assessing risk are not available or are insufficient. One possible solution, considered in this article, is to replace the missing information by expert opinions and to process the resulting qualitative variables and linguistic qualifications instead of numerical values. This process is based on the fuzzy set theory. In order to achieve an effective management, the risk must be defined as the potential physical, economic, social and environmental consequences which occur due to hazards in a given period of time. From this holistic perspective and using the fuzzy set theory, the proposed numerical method calculates a level of the physical risk and level of the aggravating conditions related to social fragility and to the lack of resilience, to determine a total risk level. The proposed method is applied to the city of Barcelona, Spain, and the obtained results are compared with those corresponding to a conventional method of holistic evaluation.

Keywords: Fuzzy sets, Holistic approach, Seismic risk evaluation, Socio-economic vulnerability.

* Liliana@cimne.upc.edu



1 INTRODUCCIÓN

Los grandes avances en cuanto a hardware y software computacional han permitido el desarrollo de nuevos métodos no convencionales de procesamiento de datos y simulación. Uno de estos métodos es la inteligencia computacional o artificial (soft computing o artificial intelligence, en inglés) que es un enfoque emergente de la computación que tiene un paralelo notable con la capacidad de la mente humana de razonar y de aprender en un ambiente de incertidumbre e imprecisión (Zadeh, 1992). Las principales herramientas de la inteligencia computacional son la lógica difusa, la computación neuronal y los algoritmos genéticos.

Un conjunto difuso es un conjunto sin un límite definido, es decir, la transición entre “pertenecer al conjunto” y “no pertenecer al conjunto” es gradual; esta transición suave es caracterizada por una función de pertenencia. Las funciones de pertenencia definen para cada elemento X el grado en que X pertenece a un conjunto determinado. Esta función toma valores en el intervalo $[0, 1]$, siendo 1 el valor correspondiente a la máxima pertenencia. Los conjuntos definidos de forma imprecisa o difusa juegan un papel importante en el pensamiento humano, particularmente en los dominios del reconocimiento de patrones, de la comunicación de la información y de la abstracción (Jang et al., 1997; Zadeh, 1965; Zadeh, 1975; Zadeh, 1996).

En este artículo proponemos la utilización de la teoría de los conjuntos difusos en el campo de la evaluación del riesgo sísmico. Dicho riesgo se puede definir como las posibles consecuencias económicas, sociales y ambientales de un evento sísmico que puede ocurrir en un período determinado de tiempo. En el pasado, el riesgo sísmico se ha definido de una manera fragmentaria, de acuerdo a cada disciplina científica involucrada en su evaluación (Cardona, 2004; Cardona et al., 2010; Carreño et al., 2010; Velásquez et al., 2014) y, en las últimas décadas, se han desarrollado varias metodologías que evalúan el riesgo desde diferentes perspectivas. Contrariamente a esta visión fragmentaria, en este trabajo hemos optado por realizar una evaluación multidisciplinaria que tenga en cuenta, por una parte, el daño físico esperado en las estructuras e infraestructuras, el número de víctimas y las pérdidas económicas (efectos estos denominados de primer orden en el esquema de la Figura 1), pero también las condiciones relacionadas con la fragilidad social y la falta de resiliencia de las comunidades que favorecen que se produzcan efectos de segundo orden cuando un terremoto golpea un centro urbano (Carreño et al., 2007a; Cardona & Barbat, 2000). Este enfoque, denominado holístico, está esquematizado conceptualmente en la Figura 1.

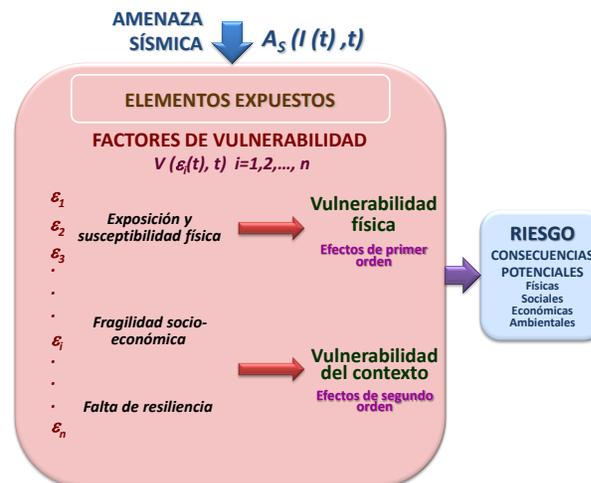
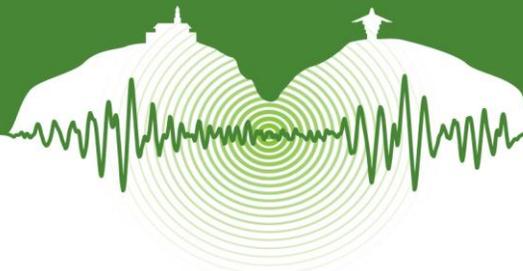


Figura 1: Marco conceptual de un enfoque holístico para la evaluación del riesgo de desastres. I es la intensidad del evento, V es la vulnerabilidad y ϵ_i son los factores de vulnerabilidad (Carreño et al., 2007a; Cardona & Barbat, 2000; Carreño et al., 2007b).

Desde el marco conceptual de la evaluación holística del riesgo de la Figura 1, se puede observar que el riesgo es función un conjunto de factores de vulnerabilidad ϵ_i , algunos de ellos caracterizando la vulnerabilidad física y otros que conforman las condiciones de vulnerabilidad del contexto. La vulnerabilidad física caracteriza la susceptibilidad de los elementos expuestos a sufrir daño, teniendo en cuenta las intensidades potenciales, I , de los sismos en un período de tiempo t . La vulnerabilidad del contexto depende de la fragilidad social y de la falta de resiliencia de los sistemas urbanos propensos a desastres.

En estudios anteriores ha sido habitual evaluar el riesgo únicamente en términos físicos, dado que la vulnerabilidad social es difícil de evaluar cuantitativamente. Sin embargo, también existen estudios que han conseguido tener en cuenta no solo los aspectos físicos de riesgo, sino también los aspectos no técnicos, que incluyen la capacidad económica de la comunidad, la capacidad de auto protección de la población, la estructura social y sus niveles de organización y la gobernanza, entre otros, es decir, realizan



una evaluación holística del riesgo (Carreño et al., 2007a; Cardona & Barbat, 2000; Barbat et al., 2011; Marulanda et al., 2009). En estos estudios, la evaluación holística se ha llevado a cabo mediante el uso de indicadores compuestos y su objetivo primordial era obtener los resultados en una forma que permitiera guiar la toma de decisiones en la gestión de riesgos, ayudando a identificar las zonas críticas de una ciudad y su vulnerabilidad desde la perspectiva de diferentes disciplinas.

Como alternativa, en el presente artículo, en la integración de los datos y en la modelización de la vulnerabilidad y del riesgo se utilizan enfoques más avanzados, con base en la lógica difusa y en los sistemas expertos que permiten trabajar directamente con los valores cualitativos de los datos. Este tratamiento numérico proporciona una herramienta más flexible en los casos en que la información no está disponible o está incompleta, pero preservando el marco conceptual, holístico, de las metodologías anteriores. De esta manera, la información que no esté disponible puede ser sustituida por la opinión cualitativa de expertos locales del área urbana estudiada.

2 MÉTODO CONVENCIONAL PARA LA EVALUACIÓN HOLÍSTICA DEL RIESGO SÍSMICO

La evaluación holística del riesgo con base en indicadores permite calcular un índice de riesgo total, R_T , que se obtiene afectando el índice de riesgo físico, R_F , por medio de un coeficiente F que depende de las condiciones de fragilidad socio-económica y de la falta de resiliencia de la comunidad (Carreño et al., 2007a; Cardona & Barbat, 2000; Barbat et al., 2011; Marulanda et al., 2009).

$$R_T = R_F (1 + F) \quad (1)$$

La ecuación (1) es conocida en el ámbito de la evaluación del riesgo de desastres como la ecuación de Moncho's. El riesgo físico, R_F , es evaluado utilizando la siguiente ecuación:

$$R_F = \sum_{k=1}^p w_{RFk} F_{RFk} \quad (2)$$

donde F_{RFk} son los factores del riesgo físico, w_{RFk} son los pesos de dichos factores y p es el número total de factores considerados en el cálculo. El coeficiente F depende de la suma ponderada de un conjunto de factores agravantes asociados a la fragilidad socio-económica de la comunidad, F_{FSi} , y a la falta de resiliencia del contexto expuesto, F_{FRj}

$$F = \sum_{i=1}^m w_{FSi} F_{FSi} + \sum_{j=1}^n w_{FRj} F_{FRj} \quad (3)$$

siendo w_{FSi} y w_{FRj} los pesos de cada uno de estos factores y m y n los números totales de descriptores de la fragilidad social y la falta de resiliencia, respectivamente.

Los descriptores del riesgo físico, de fragilidad y de falta de resiliencia utilizados en la evaluación holística del riesgo tienen distintas unidades. Para estandarizar el valor bruto de los descriptores, transformándolos valores conmensurables, en los estudios anteriores (Carreño et al., 2007a; Cardona & Barbat, 2000; Marulanda et al., 2009; Saati & Vargas, 1991). Se ha optado por el uso funciones de transformación que tienen el patrón que se muestra en la Figura 2. Dichas funciones tienen como objetivo el cálculo de los factores de riesgo físico, F_{RFk} , y de los factores agravantes, F_{FSi} y F_{FRj} , a partir de sus correspondientes descriptores. En el modelo de función de transformación de la Figura 2, en el eje x se representan los valores de los descriptores, X , mientras que el valor del factor (de riesgo físico o de agravamiento) está en el eje y , tomando valores entre 0 y 1. Los valores límites, X_{\min} y X_{\max} , se definen teniendo en cuenta la opinión de expertos y la información existente sobre desastres pasados. En el caso de los descriptores de falta de resiliencia, la función tiene forma decreciente, de tal forma que el mayor valor del indicador de un menor valor de agravamiento.

La Figura 3 muestra el proceso de cálculo del índice de riesgo total, R_T , para las diferentes zonas de análisis del área urbana, las cuales pueden ser distritos, municipalidades, comunas o localidades. En el procedimiento de evaluación holística original, los descriptores de riesgo físico, X_{RFk} , se han obtenido a partir de evaluaciones previas del riesgo físico realizadas en la zona urbana. Los descriptores de agravamiento, X_{FSi} y X_{FRj} , se obtienen utilizando las bases de datos existentes sobre la zona urbana estudiada. Los descriptores incluidos en la Figura 4 fueron seleccionados como los más significativos para cada categoría; sin embargo pueden ser cambiados por otros de acuerdo con la disponibilidad de información para cada caso de estudio. Los pesos de los factores del riesgo físico, w_{RFk} , y los pesos de los factores de la fragilidad social y la falta de resiliencia, w_{FSi} y w_{FRj} , se calculan por medio del Proceso Analítico Jerárquico (Carreño et al., 2007a; Saati & Vargas, 1991). La robustez de esta metodología ha sido estudiada evaluando la incertidumbre de los valores y la sensibilidad a cambiar los valores de los pesos y las funciones de transformación (Barbat et al., 2011; Marulanda et al., 2009).

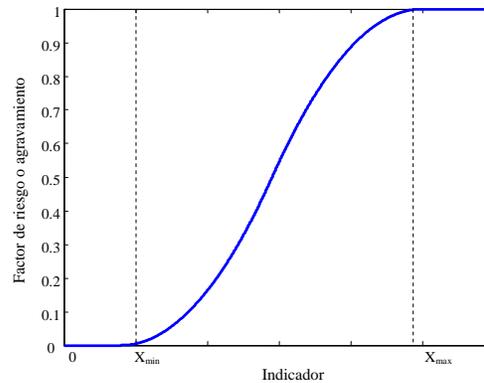


Figura 2: Modelo para las funciones de transformación.

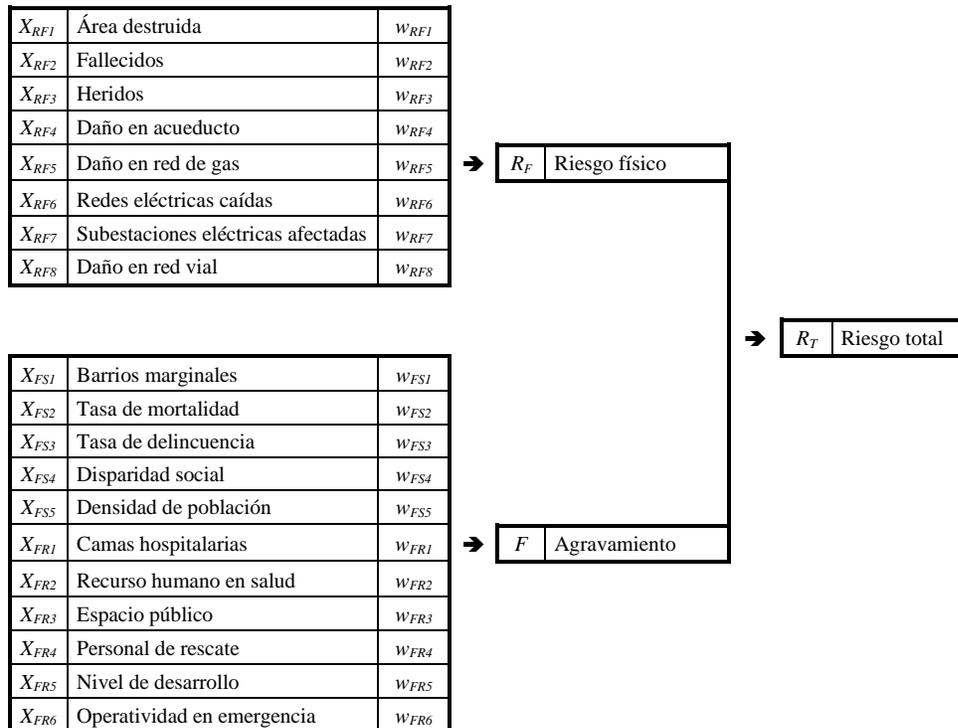


Figura 3: Descriptores del riesgo sísmico físico, de la fragilidad social y de la falta de resiliencia, sus pesos y el cálculo del riesgo total.

3 MÉTODO NUMÉRICO PROPUESTO PARA LA EVALUACIÓN HOLÍSTICA DEL RIESGO SÍSMICO

Para resolver el problema de evaluación holística del riesgo se propone un método alternativo al convencional descrito en la sección 2. Su objetivo es proporcionar una herramienta más flexible en los casos en que la información requerida por el método convencional original no está disponible o es incompleta; en tales casos, se utiliza la opinión de expertos y los conjuntos difusos en lugar de índices. Al igual que en el método original, los pesos son asignados mediante la aplicación del Proceso Analítico Jerárquico (Saaty & Vargas, 1991).

Los descriptores utilizados y la secuencia de los cálculos son similares a los del proceso original descrito en la Figura 3. Sin embargo, en el método propuesto, los descriptores de riesgo físico –que se debían obtener a partir de estudios anteriores– y los descriptores de agravamiento –que eran información obtenida de bases de datos– pueden ser sustituidos por la opinión de expertos



locales. Es decir, ahora, la evaluación puede partir de calificaciones lingüísticas en lugar de valores numéricos. Usando calificaciones como *muy bajo*, *bajo*, *medio*, *alto* y *muy alto*, los descriptores son evaluados para calcular el riesgo total en la ciudad.

La calificación para cada descriptor es obtenida por medio de conjuntos difusos; el nivel de riesgo físico se denomina L_{RFi} y el nivel de agravamiento se denomina L_{Fi} . Para cada descriptor se definen, con base en opinión de expertos, funciones de pertenencia para los cinco niveles de riesgo físico, μ_{LRF} , y de agravamiento, μ_{LF} . La Figura 4 muestra las funciones de pertenencia para los conjuntos difusos que corresponden al descriptor de riesgo físico área destruida, X_{RF1} ; y las funciones de pertenencia para los niveles de agravamiento correspondientes al descriptor de fragilidad social tasa de mortalidad, X_{FS2} .

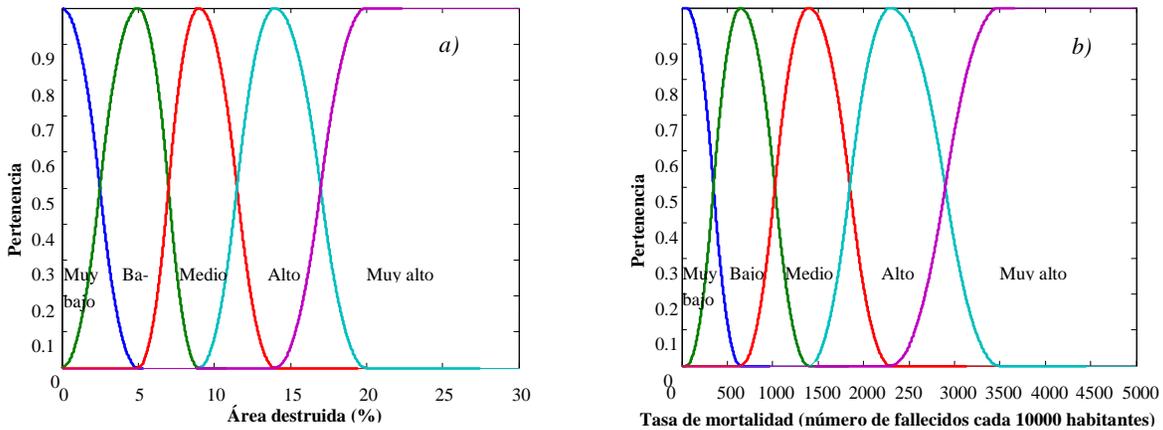


Figura 4: Funciones de pertenencia para: a) los niveles de riesgo físico de área destruida; b) los niveles de agravamiento de tasa de mortalidad.

Si se dispone de información en forma de escenarios de pérdidas potenciales, así como de información sobre la fragilidad social y la falta de resiliencia del centro urbano, se pueden usar estos valores; concretamente, al comparar dichos valores con la abscisa del centroide de la función de pertenencia de cada nivel, se define un nivel de riesgo o de agravamiento. Si esta información no existe, se asigna a cada descriptor el nivel de riesgo físico o de agravamiento mediante la opinión de expertos.

Usando las funciones de pertenencia, a partir de las calificaciones dadas al grupo de descriptores, se obtiene un índice y una calificación de riesgo mediante la unión de los descriptores y la posterior defusificación, aplicando el método del centroide de área. La unión de las calificaciones de los descriptores de riesgo físico, $\mu_{RF}(X_{RF})$, se define como el máximo de las funciones de pertenencia μ , ponderadas con los pesos w , correspondientes al nivel de riesgo L_{RF} de cada descriptor X_{RFk} .

$$\mu_{RF}(X_{RF}) = \max(w_{RF1} \mu_{LRF1}(L_{RF1}), \dots, w_{RFk} \mu_{LRFk}(L_{RFk})) \quad (4)$$

donde μ_{RFk} es la función de pertenencia del descriptor de riesgo físico k para el nivel L_{RF} , y w_{RFk} es el peso de cada descriptor. El índice de riesgo físico, R_F , se calcula como la abscisa del centroide del área bajo la curva calculada mediante la ecuación 4

$$R_F = [\max(w_{RF1} \mu_{LRF1}(L_{RF1}), \dots, w_{RFk} \mu_{LRFk}(L_{RFk}))]_{centroid} \quad (5)$$

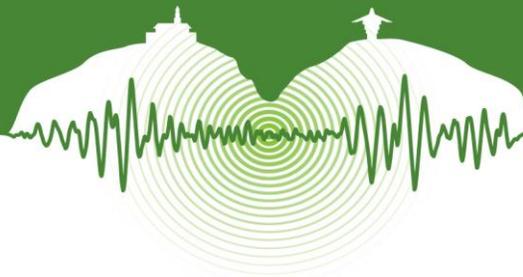
De acuerdo con el índice calculado se asigna un nivel de riesgo físico mediante variables lingüísticas.

El coeficiente de agravamiento, F , se evalúa mediante un proceso similar, partiendo de la unión de las calificaciones de los descriptores de fragilidad social y falta de resiliencia $\mu(X_{FS}, X_{FR})$. Las funciones de pertenencia, μ , son ponderadas con los pesos w , correspondientes al nivel de agravamiento L_F de cada descriptor X_{FSi} y X_{FRj} ,

$$\mu_F(X_{FS}, X_{FR}) = \max(w_{FS1} \mu_{LF1}(L_{F1}), \dots, w_{FRj} \mu_{LFj}(L_{Fj})) \quad (6)$$

$$F = [\max(w_{FSi} \mu_{LF1}(L_{F1}), \dots, w_{FRi} \mu_{LFi}(L_{Fi}))]_{centroid} \quad (7)$$

donde μ_{LFi} es la función de pertenencia del descriptor de agravamiento al nivel L_F , y w_{FSi} y w_{FRj} son los pesos de cada descriptor.



En las figuras 5 y 6 se ejemplifica el proceso de cálculo del coeficiente de agravamiento mediante el método numérico propuesto. La Figura 5 muestra las calificaciones de los descriptores de fragilidad social y de falta de resiliencia ponderadas por los pesos correspondientes. La Figura 6 muestra la unión de las funciones de pertenencia ponderadas. El proceso de defusificación consiste en el cálculo de la abscisa de la superficie obtenida.

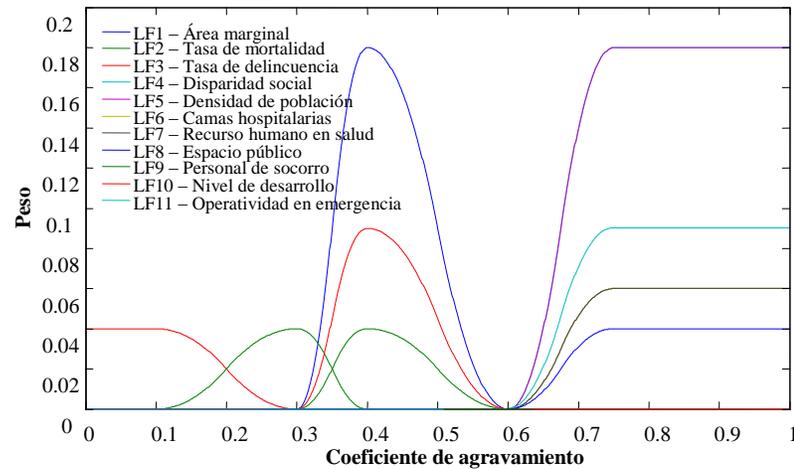


Figura 5: Funciones de pertenencia ponderadas para el cálculo del coeficiente de agravamiento.

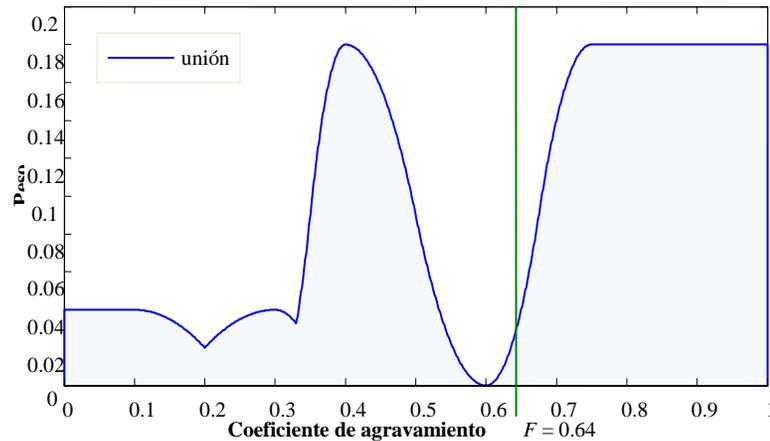


Figura 6: Cálculo del coeficiente de agravamiento, unión y defusificación.

La Figura 7 muestra las funciones de pertenencia usadas para obtener los niveles de riesgo y agravamiento a partir de los índices calculados.

Finalmente, el riesgo total, R_T , se calcula aplicando a las calificaciones de riesgo físico y agravamiento obtenidas una base de reglas lógicas difusa que consiste en una colección de reglas lógicas del tipo SI-ENTONCES. Dicho cálculo es el más frecuentemente utilizada en las aplicaciones prácticas y su uso es necesario cuando las dependencias entre las variables son imprecisas o cuando no se requiere un alto grado de precisión. En este caso, los niveles de riesgo/agravamiento que se utilizan son: *bajo*, *medio-bajo*, *medio-alto*, *alto* y *muy alto*. La base de reglas difusas utilizada se muestra en la Tabla 1.

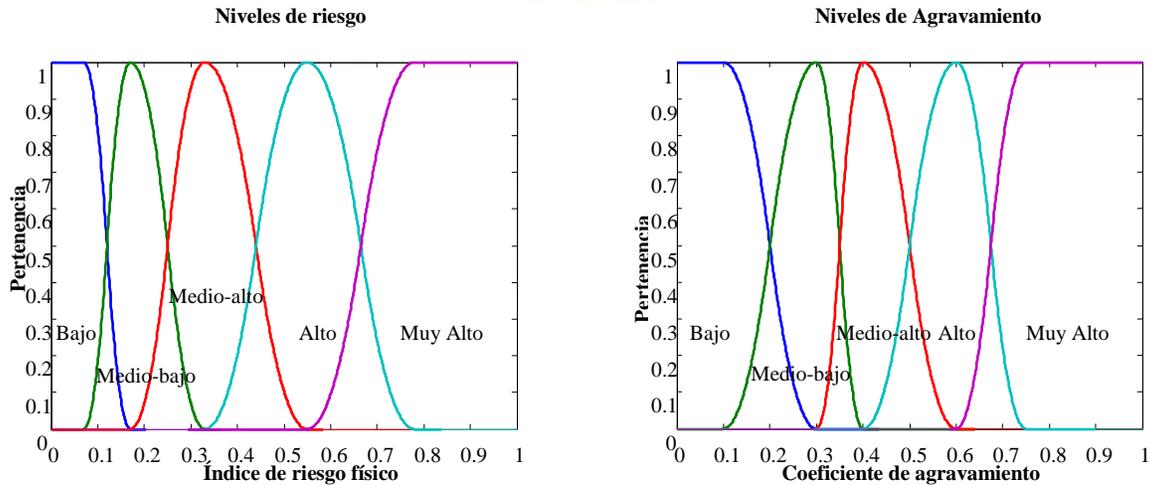
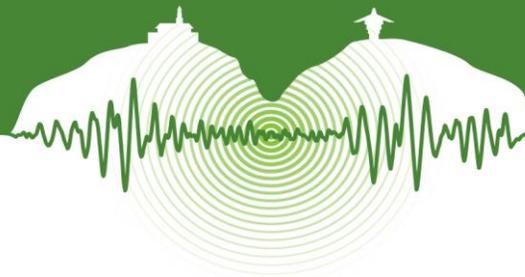


Figura 7: Funciones de pertenencia para los niveles de riesgo y agravamiento (*bajo, medio-bajo, medio-alto, alto y muy alto*).

Aplicando la base de reglas lógicas de la Tabla 1 se agrava el riesgo físico. Por ejemplo: SI se tiene un nivel de riesgo físico *bajo* y un nivel de agravamiento *alto*, ENTONCES se obtendrá un nivel de riesgo total *medio-bajo*. Otro ejemplo de aplicación: SI el nivel de riesgo físico es *medio-alto* y el nivel de agravamiento es *muy alto*, ENTONCES el nivel de riesgo total será *muy alto*.

Obviamente, los resultados obtenidos aplicando la metodología propuesta y la original no coincidirán, pero el propósito de este artículo tampoco era este. La intención era de proponer un método de evaluación holística del riesgo de una ciudad que sirva para comenzar a identificar las áreas de más riesgo total del área urbana, pero en aquellos casos en los que existe poca información o la información es de dudosa calidad. Mayor detalle sobre la metodología propuesta puede consultarse en Carreño et al. (2014, 2012).

Tabla 1: Base de reglas difusas usadas para evaluar el riesgo total

Agravamiento \ Riesgo físico	Agravamiento				
	Bajo	Medio-bajo	Medio-alto	Alto	Muy alto
Bajo	Bajo	Bajo	Medio-bajo	Medio-bajo	Medio-bajo
Medio-bajo	Medio-bajo	Medio-bajo	Medio-alto	Medio-alto	Medio-alto
Medio-alto	Medio-alto	Medio-alto	Alto	Alto	Muy alto
Alto	Alto	Alto	Muy alto	Muy alto	Muy alto
Muy alto	Muy alto	Muy alto	Muy alto	Muy alto	Muy alto

4 CASO DE ESTUDIO: BARCELONA, ESPAÑA

La ciudad de Barcelona está subdividida en diez distritos y 248 zonas estadísticas pequeñas (ZEP) (Figura 11). El riesgo físico se calculó utilizando un escenario de riesgo sísmico probabilista (Irrizari et al., 2011; Barbat et al., 2006, 2008, 2010; Lantada et al., 2009, 2010; Marulanda et al. 2013) considerando las 248 ZEPs. El agravamiento es calculado para cada distrito.

La Figura 12 presenta los resultados para el nivel de riesgo físico obtenidos para las 248 ZEPs de Barcelona; la mayor parte de la ciudad presenta un nivel medio-bajo (142 ZEPs) y bajo (85 ZEPs) de riesgo físico; ocho zonas en los distritos de Sant Marti y Ciutat Vella presentan nivel medio-alto y 13 zonas del distrito de Ciutat Vella presentan un nivel alto de riesgo físico sísmico. La Figuras 13 muestra los resultados obtenidos para el coeficiente de agravamiento y su correspondiente nivel para cada uno de los distritos de Barcelona. La peor situación, según estos resultados, es para el distrito de Sant Marti, mientras que el distrito con el menor agravamiento es el de Sarria-Sant Gervasi. Los niveles de riesgo total obtenidos se presentan en la Figura 14, donde se observa como la mayor parte de Barcelona (136 ZEPs) tiene un nivel medio-alto de riesgo total y 77 ZEPs tienen un nivel medio-bajo.

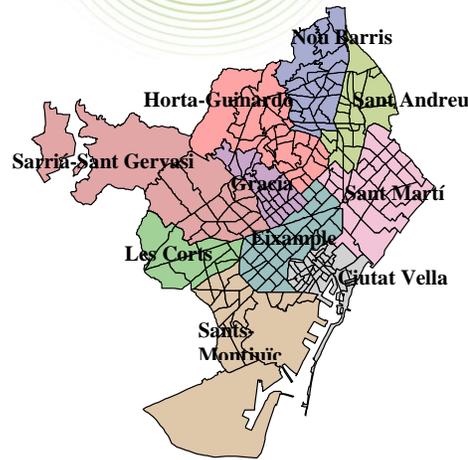


Figura 11: División administrativa de la ciudad de Barcelona.

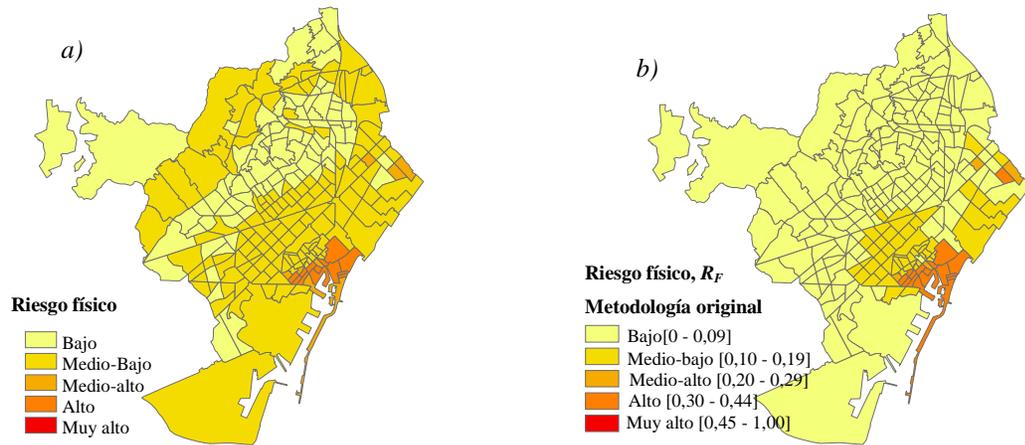


Figura 12: Niveles de riesgo físico para Barcelona: a) metodología propuesta; b) metodología original (Carreño et al., 2007a; Barbat et al., 2011).

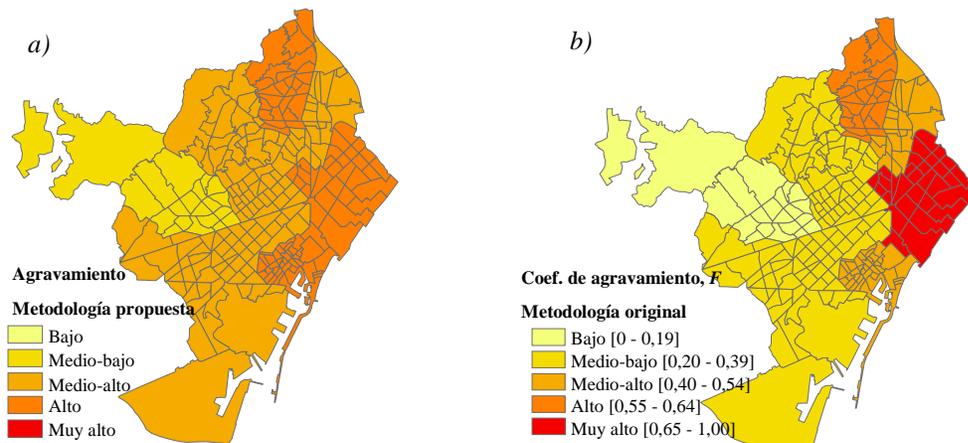


Figura 13: Nivel de agravamiento calculado para los distritos de Barcelona: a) metodología propuesta; b) metodología original (Carreño et al., 2007a; Barbat et al., 2011).

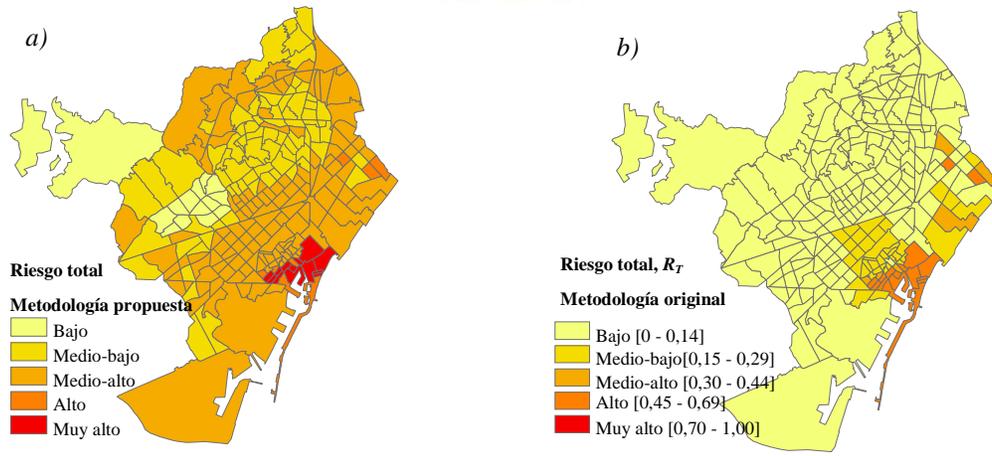
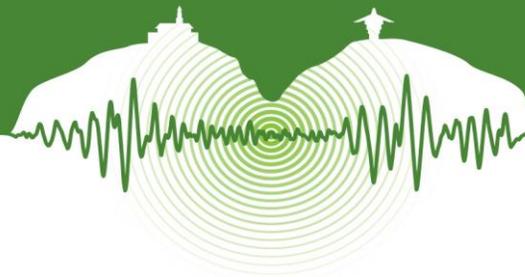


Figura 14: Niveles de riesgo total para Barcelona: a) metodología propuesta; b) metodología original (Carreño et al., 2007a; Barbat et al., 2011)

Comparando los resultados obtenidos aplicando la metodología convencional original y la propuesta se observa que, cuando se aplica la metodología propuesta, el riesgo físico presenta niveles más altos y que se producen mayores diferencias entre los niveles de riesgo calculado en las diferentes zonas de la ciudad. Por otro lado, los niveles de agravamiento tienen, en general, un nivel mayor que los obtenidos con la metodología original, excepto en el caso de los distritos de Sant Martí, Sant Andreu y Nou Barris, que muestran el mismo nivel de agravamiento en el caso de las dos metodologías. La clasificación de los distritos de acuerdo con el coeficiente de agravamiento, es similar en las dos metodologías. Por consiguiente, el nivel de riesgo total tiene una tendencia similar al riesgo físico: tiene niveles más altos y muestra mayores diferencias entre las zonas de la ciudad. Por las diferencias observadas entre los resultados obtenidos con las dos metodologías, se puede afirmar que la metodología propuesta da una buena primera visión holística del riesgo sísmico de Barcelona, permitiendo identificar las zonas más problemáticas.

CONCLUSIONES

En este artículo se propone una metodología para la evaluación holística del riesgo sísmico que utiliza la teoría de los conjuntos difusos. La metodología permite considerar el efecto del riesgo sísmico físico así como su agravamiento por condiciones socio-económicas y de falta de resiliencia de la zona urbana estudiada; los resultados que se obtienen son el nivel de riesgo físico, el nivel de agravamiento y el nivel de riesgo total. La metodología propuesta es útil en aquellos casos en los que la información necesaria para aplicar el método de evaluación holística del riesgo con base en indicadores no está disponible o es insuficiente. En tales casos, la información que falta es sustituida por la opinión de expertos y es procesada mediante la utilización de conjuntos difusos. A pesar de que el modelo y el método de cálculo propuestos no puede proporcionar resultados tan precisos como en el caso en que se dispone de datos suficientes y de calidad, el presente método facilita la gestión integral del riesgo por parte de los actores involucrados en la toma de decisiones acerca de la reducción del riesgo.

Los resultados obtenidos con la metodología propuesta en este artículo parten de unos datos subjetivos por lo que, en cierta forma, los resultados obtenidos también tienen un cierto grado de subjetividad. Por esto, es importante resaltar que si la zona urbana estudiada cuenta con buena información en cantidad, calidad y detalles y si esta está disponible, es recomendable utilizar la metodología convencional original para la evaluación holística del riesgo propuesta anteriormente. La metodología que se propone aquí da un primer paso hacia una evaluación holística en aquellos casos en los que no se disponga de toda la información necesaria. La similitud en las clasificaciones del coeficiente de agravamiento obtenido con las dos metodologías para las zonas administrativas en las que se subdivide una ciudad, nos indica que la metodología basada en conjuntos difusos proporciona una buena aproximación. El método propuesto se ha aplicado en este trabajo a la evaluación holística del riesgo sísmico de la ciudad de Barcelona, España. Los resultados obtenidos han demostrado que el método es robusto, permitiendo identificar los aspectos y características más relevantes del riesgo sísmico de la ciudad, sin la necesidad de un análisis o interpretación adicional de resultados.

REFERENCIAS

Barbat, A.H., Carreño, M.L., Cardona, O.D., y Marulanda, M.C. 2011. Evaluación holística del riesgo sísmico en zonas urbanas. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, Vol 27, N° 1, pp. 3-27.



- Barbat, A.H., Carreño, M.L., Pujades, L.G., Lantada, N., Cardona, O.D., and Marulanda M.C. 2010. Seismic vulnerability and risk evaluation methods for urban areas. A review with application to a pilot area. *Structure and Infrastructure Engineering*, Vol 6, pp. 17-38.
- Barbat, A.H., Pujades, L.G., Lantada, N., and Moreno, R. 2008. Seismic damage evaluation in urban areas using the capacity spectrum method: application to Barcelona. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol 28, pp. 851-865.
- Barbat, A.H., Pujades, L.G., Lantada, N., and Moreno, R. 2006. Performance of buildings under earthquakes in Barcelona, Spain. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, Vol 21, pp. 573-593.
- Cardona, O.D. 2004. The need for rethinking the concepts of vulnerability and risk from a holistic perspective: a necessary review and criticism for effective risk management. *Mapping Vulnerability: Disasters, Development and People*. G. Bankoff, G. Frerks, D. Hilhorst (Eds.). London, UK: Earthscan Publishers.
- Cardona, O.D. y Barbat A.H., 2000. *El Riesgo Sísmico y su Prevención, Cuaderno Técnico 5*. Calidad Siderúrgica, Madrid.
- Cardona, O.D., Ordaz, M.G., Marulanda, M.C., Carreño, M.L., and Barbat A.H. 2010. Disaster risk from a macroeconomic perspective: A metric for fiscal vulnerability evaluation. *Disasters*, Vol 34, N° 4, pp. 1064-1083.
- Carreño, M.L., Cardona, O.D., and Barbat A.H. 2010. Computational tool for post-earthquake evaluation of damage in buildings. *Earthquake Spectra*, Vol 26, N° 1, pp. 63-86.
- Carreño, M.L., Cardona, O.D., and Barbat, A.H. 2012. New methodology for urban seismic risk assessment from a holistic perspective. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol 10, N° 2, pp. 547-565.
- Carreño, M.L., Cardona, O.D., and Barbat, A.H. 2007a. Urban Seismic Risk Evaluation: A Holistic Approach. *Natural Hazards*, Vol 40, N° 1, pp. 137-132.
- Carreño, M.L., Cardona, O.D., and Barbat, A.H. 2007b. Disaster risk management performance index. *Natural Hazards*, Vol 41, N° 1, pp. 1-20.
- Carreño, M.L., Cardona, O.D., and Barbat, A.H. 2014. Método numérico para la evaluación holística del riesgo sísmico utilizando la teoría de conjuntos difusos. *Rev. int. métodos numér. cálc. diseño ing.*, Vol 30, N° 1, pp. 25-34.
- Irizari, J., Lantada, N., Pujades, L.G., Barbat, A.H., Goula, X., Susagna, T., and Roca, A. 2011. Ground-shaking scenarios and urban risk evaluation of Barcelona using the risk-UE capacity spectrum based method. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol 9, pp. 441-466.
- Jang, J.S.R., Sun, C.T., and Mizutani, E. 1997. *Neuro-Fuzzy and soft computing. A computational approach to learning and machine intelligence*. London, UK: Prentice-Hall.
- Lantada, N., Irizari, J., Barbat, A.H., Goula, X., Roca, A., Susagna, T., and Pujades, L.G. 2010. Seismic hazard and risk scenarios for Barcelona, Spain, using the Risk-UE vulnerability index method. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol 8, pp. 201-229.
- Lantada, N., Pujades, L.G., and Barbat, A.H. 2009. Vulnerability index and capacity spectrum based methods for urban seismic risk evaluation. A comparison. *Natural Hazards* Vol 51, pp. 501-524
- Marulanda, M.C., Cardona, O.D., and Barbat, A.H. 2009. Robustness of the holistic seismic risk evaluation in urban centers using the USRi. *Natural Hazards*, Vol 49, pp. 501-516.
- Marulanda, M.C., Carreño, M.L., Cardona, O.D., Ordaz, M.G., and Barbat, A.H. 2013. Probabilistic earthquake risk assessment using CAPRA. Application to the city of Barcelona, Spain. *Natural Hazards*, Vol 69, N° 1, pp. 59-84.
- Saaty, T.L. and Vargas, L.G. 1991. *Prediction, Projection, and Forecasting: Applications of the Analytical Hierarchy Process in Economics, Finance, Politics, Games, and Sports*. Boston, USA: Kluwer Academic Publishers.
- Velásquez C.A., Cardona O.D., Mora M.G., Yamin L.E., Carreño M.L. and Barbat A.H. 2014. "Hybrid loss exceedance curve (HLEC) for disaster risk assessment", *Natural Hazards*, 72(2), 455-479.
- Zadeh L.A 1975. The concept of a linguistic variable and its application to approximate reasoning, *Information science*, Part I, 8 (1975) 199-249, Part II, 8 (1975) 301-357, Part III, 9 (1975) 43-80.
- Zadeh L.A. 1965. Fuzzy sets. *Information and control*, Vol 8, pp. 338-353.
- Zadeh L.A. 1992. Fuzzy logic, neural networks and soft computing, CS 294-4 course announcement, 1993, University of California at Berkeley-
- Zadeh L.A. 1996. Fuzzy logic and the calculi of fuzzy rules and fuzzy graphs: a précis. *Multiple Valued Logic*, Vol 1, pp. 1-38.



Estudio comparativo de técnicas de identificación modal para monitoreo estructural en tiempo real

Comparative study of modal identification techniques for real time structural monitoring

Paula A. Romero T.^{1a*}, Johannio Marulanda C.^{2*} y Peter Thomson^{3*}

1Estudiante de Pregrado, Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, Universidad del Valle, Cali, Colombia.

2Profesor Asistente, Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, Universidad del Valle, Cali, Colombia.

3Profesor Titular, Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, Universidad del Valle, Cali, Colombia.

RESUMEN

En las últimas décadas ha aumentado considerablemente el uso de sistemas de monitoreo estructural debido al desarrollo tecnológico en instrumentación y procesamiento de datos. Los sistemas de monitoreo estructural se caracterizan por los grandes requerimientos computacionales para realizar la identificación y seguimiento del comportamiento dinámico de la estructura. Con el desarrollo tecnológico de las redes de sistemas inteligentes para monitoreo estructural se ha incrementado la necesidad de implementación de estrategias descentralizadas con bajo costo computacional para la identificación y seguimiento de las características dinámicas de las estructuras. En este trabajo se presenta la comparación del desempeño de dos técnicas de identificación modal enfocadas a la identificación rápida de características dinámicas una en el dominio de frecuencias denominada Ultra Fast Fourier Transform (UFFT) y otra en el dominio del tiempo, la Técnica de Identificación Rápida de Modos (FMI). Se propone la simulación de diferentes escenarios de sistemas de monitoreo estructural incrementando el número de sensores y se evalúa el tiempo computacional que requieren las técnicas. Se asegura la confiabilidad de la identificación de las técnicas y se evalúa su costo computacional, teniendo en cuenta la posibilidad de enfocarse en modos operacionales. Los resultados demuestran la conveniencia de empleo de las técnicas según la aplicación del sistema de monitoreo estructural.

Palabras clave: Identificación modal, monitoreo estructural, dinámica estructural.

ABSTRACT

In recent decades, the use of structural monitoring systems has greatly increased due to technological development in instrumentation and data processing. Structural monitoring systems are characterized by large computational requirements for the identification and monitoring the dynamic behavior of the structure. Technological development of wireless intelligent networks for Structural Monitoring has increased the need for decentralized implementation using low cost computational strategies for the identification and monitoring of the dynamic characteristics of the structures in study. In this paper, we compare the performance of two modal identification techniques focused, on the agility to identify dynamic characteristics in frequency Ultra Fast Fourier Transform (UFFT) and time domain Fast Mode Identification (FMI). It is proposed a simulation of different structural monitoring scenarios by increasing the number of sensors and the computational time required to perform an identification in order to evaluate the modal identification techniques. The reliability of the identification and computational cost evaluation is assessed, taking into account the possibility of focusing on operational modes. The results demonstrate the suitability for the use of the techniques according to the application of the structural monitoring system.

Keywords: Modal identification, structural monitoring, structural dynamics.

^a paularomerot@hotmail.com



1 INTRODUCCIÓN

La funcionalidad de una estructura civil puede ser afectada por diferentes factores como el cambio de uso, solicitaciones de carga, fenómenos naturales, entre otros, que de no ser tratadas a priori pueden generar riesgo de los usuarios. Para la identificación temprana de las fallas estructurales se han desarrollado numerosos sistemas en los últimos tiempos que parten de la identificación modal de la estructura en sus diferentes estados. El proceso de determinar y seguir la integridad de la estructura y evaluar la naturaleza de daño se refiere a menudo a Monitoreo de Salud Estructural (MSE).

Estos sistemas de MSE en tiempo real tienen como función la identificación temprana de variaciones en las propiedades de la estructura mediante el procesamiento de datos experimentales para realizar un diagnóstico acerca de la funcionalidad e integridad (Chang, 2003). Debido al decreciente valor en el costo de los instrumentos y numerosas técnicas realizadas en los últimos años, se han implementado sistemas de monitoreo en numerosos lugares a nivel mundial. Un estudio fue realizado en la ciudad de Los Ángeles implementa dos técnicas ERA y Técnica de Identificación en el dominio de tiempo para sistemas de MGDL tipo cadena sobre una estructura de 17 plantas que se instrumentó con un denso conjunto de acelerómetros de 72 canales, obteniendo en tiempo real formas modales y frecuencias naturales (Nayeri, 2008). Para el mejoramiento del funcionamiento de sistemas tan densos se deben considerar técnicas rápidas de identificación modal a implementar con el objetivo de reducir el tiempo de ejecución y el gasto computacional, examinando la variación de la exactitud en presencia de ruido, entre otras consideraciones. El presente trabajo pretende evaluar dichas características en dos técnicas: Técnica de Identificación Rápida de Modos (FMI) y Ultra Fast Fourier Transform (UFFT) por medio de una simulación numérica en una viga simplemente apoyada variando además el número de sensores utilizados para la identificación de formas modales.

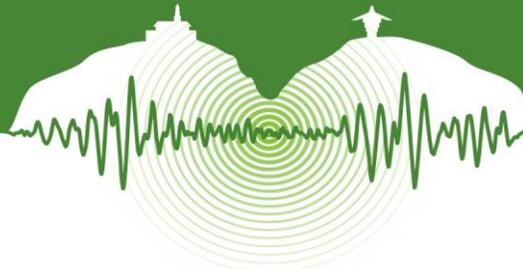
2 TÉCNICAS DE IDENTIFICACIÓN MODAL

La identificación modal consiste en determinar las propiedades o parámetros dinámicos de una estructura, que dependen de su configuración estructural (masa, rigidez y amortiguamiento). Esta identificación se puede realizar mediante vibraciones ambientales y aplicación de algunas técnicas. La Técnica de Excitación Natural (NExT) fue utilizada por primera vez para el ensayo modal de una turbina de viento bajo excitación de cargas eólicas y se ha utilizado en un gran número de estudios. NExT demuestra que la función de correlación cruzada entre dos registros de respuesta de vibración del sistema corresponde a una función de sinusoides que decaen con las mismas características que una función de respuesta al impulso del mismo sistema y, por lo tanto, puede usarse como respuesta en vibración libre. Esta técnica es usualmente usada en conjunto con el Algoritmo de Realización del Sistema Propio (ERA), generalmente en casos en que la entrada es desconocida y utiliza los principios de realización mínima para obtener una representación en espacio de estados de la estructura (Caicedo, 2004). El método de Identificación del Sub-espacio Estocástico ha probado ser una herramienta simple y confiable para identificación modal y ha sido usado exitosamente en aplicaciones industriales, y monitoreo de infraestructura civil, entre otras aplicaciones. Mediante SSI se calculan frecuencias naturales, formas modales y razones de amortiguamiento del sistema a partir de una representación en el espacio de los estados (Andersen & Brincker, 1999). Estos algoritmos se basan en tres suposiciones básicas: El sistema se comporta en su rango lineal., el sistema es invariante en el tiempo y la excitación de entrada es una realización de un proceso estocástico con comportamiento de ruido blanco gaussiano y no está correlacionada con la respuesta del sistema (Peeters & De Roeck, 2001). El Criterio de Aseguramiento Modal (MAC) se utiliza para el análisis de datos estadísticos como un indicador de la calidad de las formas de los modos encontrados experimentalmente. Se basa en un análisis de regresión lineal utilizando el enfoque de mínimos cuadrados; es más sensible a las grandes diferencias y relativamente sensible a pequeñas diferencias. El MAC está limitado entre cero y uno, midiendo el grado de consistencia o linealidad de las formas de los modos asignando un valor de cero cuando las formas de modo no tienen absolutamente ninguna relación y un valor de uno cuando están completamente correlacionadas (Pastor, Binda et al. 2012).

El Criterio de Aseguramiento Modal (MAC) se utiliza para el análisis de datos estadísticos como un indicador de la calidad de las formas de los modos encontrados experimentalmente. Se basa en un análisis de regresión lineal utilizando el enfoque de mínimos cuadrados; es más sensible a las grandes diferencias y relativamente sensible a pequeñas diferencias. El MAC está limitado entre cero y uno, midiendo el grado de consistencia o linealidad de las formas de los modos asignando un valor de cero cuando las formas de modo no tienen absolutamente ninguna relación y un valor de uno cuando están completamente correlacionadas (Pastor et al., 2012).

2.1 Técnica de Identificación Rápida de Modos (FMI)

Esta técnica usa datos experimentales de vibración ambiental para identificar formas modales operacionales con reducido costo computacional, además de usar una fracción del tiempo que tardan otras técnicas de identificación como la NExT en conjunto con ERA o el SSI.



La FMI puede usarse para estimar formas modales con cualquier frecuencia operacional, por lo tanto, las frecuencias naturales de la estructura deben identificarse a priori para identificar parámetros modales similares a los modos de vibración (Caicedo & Marulanda, 2011). Esto permite dividir el proceso de identificación modal en dos pasos: i) identificación de las frecuencias naturales y razones de amortiguamiento, y ii) estimación de modos usando los datos de un arreglo amplio de sensores.

La evaluación numérica de FMI se realiza en (Caicedo & Marulanda, 2011) con el modelo de una viga simplemente apoyada, teniendo en cuenta parámetros como la correcta identificación de la frecuencia natural y la razón de amortiguamiento, la presencia de ruido en las señales, y el número de puntos en la función de correlación, obteniendo finalmente buenos resultados ante la variación de dichos parámetros.

Adicionalmente, se presenta la evaluación del desempeño computacional de la FMI frente a otras técnicas de identificación modal, demostrando que el tiempo de procesamiento requerido es varias veces menor. El artículo también presenta la validación experimental de la FMI empleando una viga de acero simplemente apoyada, demostrando su potencial para ser usada en estructuras reales con modos relativamente separados.

FMI se basa en una formulación matricial de la Técnica de Excitación Natural (NExT). NExT demuestra que la función de correlación entre dos respuestas de un sistema sometido a excitación ambiental tiene las mismas características que la respuesta impulsiva del mismo sistema (James, 1995):

$$R_{i,j}(T) = \sum_{r=1}^{\infty} [A_r e^{-\zeta_r \omega_r T} \cos(\omega_{dr} T) + B_r e^{-\zeta_r \omega_r T} \sin(\omega_{dr} T)] \quad (1)$$

Donde $R_{ij}(T)$ es la función de correlación cruzada entre las respuestas $u_i = u(x_i, t)$ y $u_j = u(x_j, t)$, en las coordenadas $x = x_j$ y $x = x_i$, evaluadas a un tiempo de separación T ; A_r y B_r , dependen de las masas generalizadas, las frecuencias naturales y las razones de amortiguamiento.

Como se muestra en (Caicedo & Marulanda, 2011), la ecuación (1) puede reescribirse en forma matricial como

$$R_{i,j}(T) = \alpha \Phi_{*j} G(T) \Phi_{*i} \quad (2)$$

Donde $G(T)$ es una matriz que se calcula previamente conociendo las frecuencias naturales y razones de amortiguamiento, asumiendo masas generalizadas unitarias. Finalmente, las coordenadas modales en $x = x_j$ pueden calcularse usando la ecuación 3.

$$\Phi_{*j} = \{R_{i,j}(T_0) \cdots R_{i,j}(T_m) \cdots R_{i,j}(T_M)\} [G(T_0)1 \cdots G(T_m)1 \cdots G(T_M)1]^{-1} \quad (3)$$

Donde 1 es un vector de orden N (número de modos) con cada elemento igual a uno, y $M+1$ es el número de puntos usados para estimar la función de correlación cruzada.

2.2 Ultra Fast Fourier Transform (UFFT)

La Ultra Fast Fourier Transform (UFFT) es una función desarrollada en la Escuela de Ingeniería Civil y Geomática de la Universidad del Valle, que dirige las ventajas de la FFT convencional hacia la identificación de formas modales, su cálculo se resume a dos operaciones matriciales, lo cual la convierte en una herramienta extremadamente rápida en materia de identificación, como se observa en las Ecuaciones 4-5. Donde $Y(t, x')$ contiene la respuesta temporal de la estructura que se desea analizar en las posiciones x' y ω es el vector de frecuencias relacionado con los modos de vibración que se quiere identificar.

$$Y = e^{i\omega t} y(t, x') \quad (4)$$

$$\emptyset = |Y| \cdot \cos[\arg(Y)] \quad (5)$$



3 DESCRIPCIÓN DE LA SIMULACIÓN

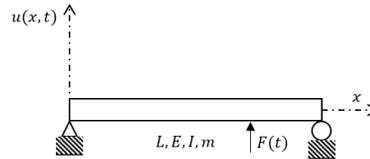


Figura 1: Viga simplemente apoyada utilizada para simulaciones numéricas.

Una viga simplemente apoyada es considerada para realizar la comparación de las técnicas. Teniendo en cuenta que la enésima forma modal de dicha viga (Ecuación 6) y su correspondiente frecuencia natural (Ecuación 7) se describen a continuación:

$$\phi_n = \sin \frac{n\pi x}{L} \quad (6)$$

$$\omega_n = \frac{n^2 \pi^2}{L^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (7)$$

Donde $L=60$ m es la longitud de la viga, $E= 25$ GPa es el módulo del material, $I= 6.75$ m⁴ es el momento de Inercia de la sección transversal y $m =150$ kN/g/m es la masa por unidad de longitud. Se consideró una razón de amortiguamiento $=0.05$. La viga cuenta con un total de 59 sensores ubicados uno a cada metro longitudinal. Se realizaron simulaciones numéricas variando el número de sensores de 2 a 59 y se realizaron 100 pruebas para cada caso. El dominio de tiempo de la simulación fue realizado con un muestreo de frecuencia de 600 Hz. Un total de 100 pruebas cada una de 10 minutos fueron registradas. Los datos de aceleración fueron remuestreados a 30 Hz antes de que las metodologías fueran implementadas. Los algoritmos de FMI y UFFT fueron ejecutados en un computador con un procesador de 3.2 GHz de capacidad. En la Figura 2 se ilustran los primeros tres modos de vibración identificados con 59 sensores por los diferentes métodos.

4 TIEMPO DE PROCESAMIENTO

El tiempo empleado en la identificación de los primeros tres modos de la viga fue medido para cada técnica. Las frecuencias naturales necesarias para la identificación de las técnicas fueron calculadas por NExTERA utilizando la información sólo del primer registro de datos y un sensor. Los otros 99 registros para calcular los modos de vibración por FMI y UFTFT. El tiempo empleado incluye la implementación de NExTERA para calcular frecuencias naturales y razones de amortiguamiento. La Figura 3 muestra los resultados de la simulación. La comparación entre FMI y NExTERA ya se ha realizado en estudios anteriores (Caicedo & Marulanda, 2011).

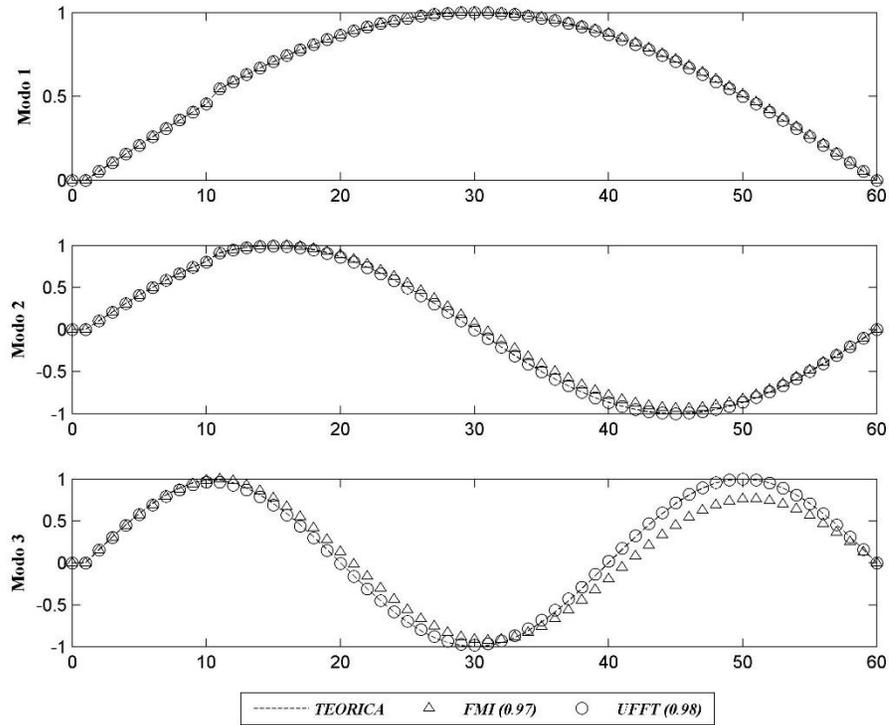


Figura 2: Modos de vibración teóricos e identificados y su respectivo MAC.

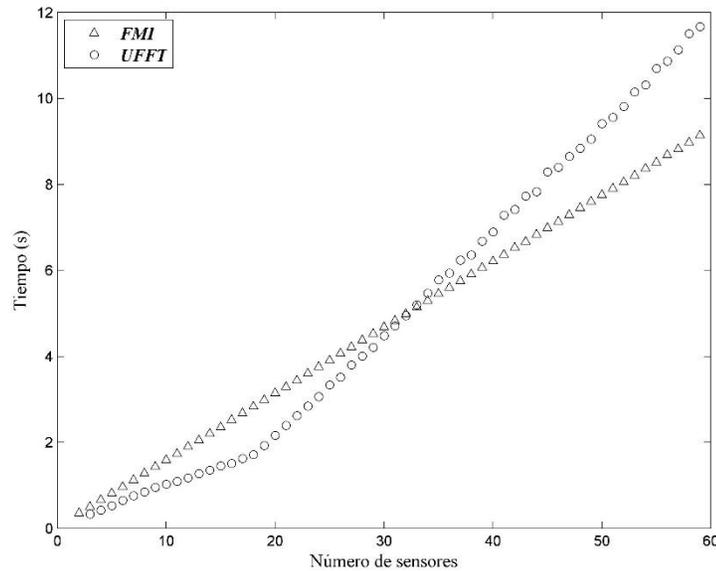


Figura 3: Tiempo procesamiento para FMI y UFFT.

En la Figura 4 se incluye el valor mínimo de MAC de los tres modos identificados variando el número de sensores. Las dos técnicas llegan a un valor estable a partir de 5 sensores implementados.

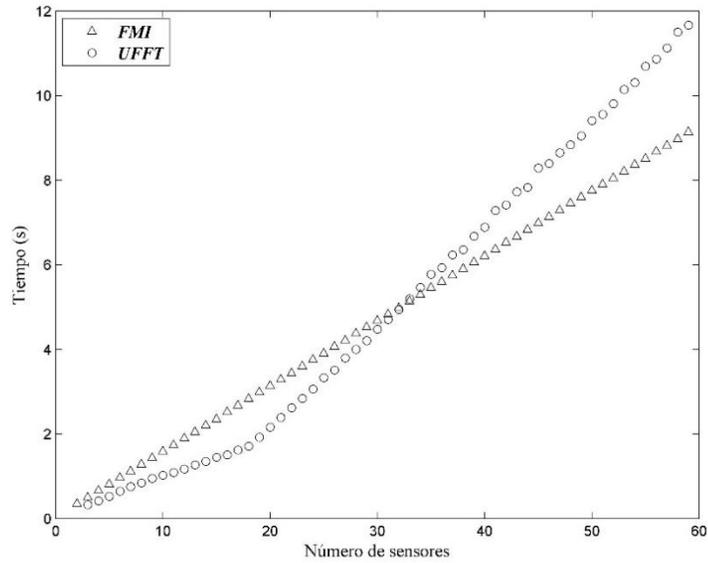


Figura 4: Valores de MAC mínimos según N° de sensores.

5 INFLUENCIA DEL RUIDO EN LA SEÑAL

El reconocimiento de parámetros dinámicos, puede ser alterado por perturbaciones que contaminan la señal y disminuyen la efectividad de la identificación. Para incluir el efecto de ruido en las señales, se añade ruido blanco gaussiano a los registros de aceleración variando la relación ruido señal (SNR) de 5 a 40 dB. Los resultados (Figura 5) indican que los valores mínimos del MAC tienden a estabilizarse cuando la SNR es mayor que 15 dB para FMI y 30 dB para UFFT.

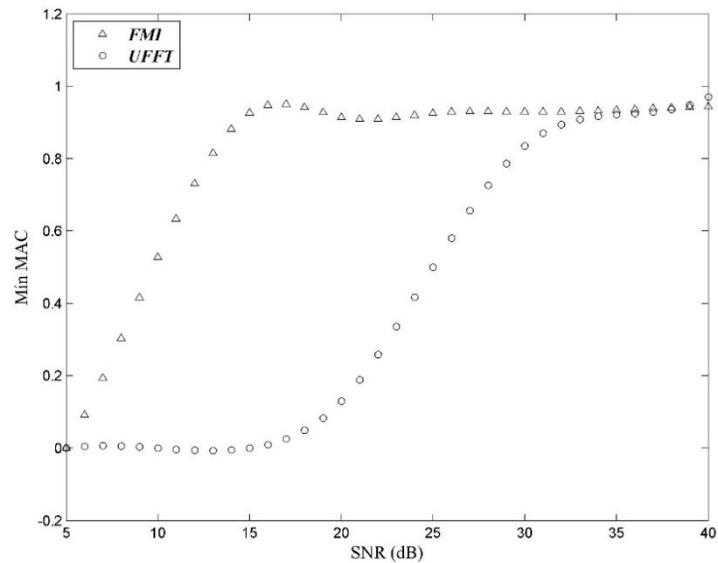


Figura 5: Valores de MAC mínimos contra la Razón de Ruido en la Señal.

CONCLUSIONES

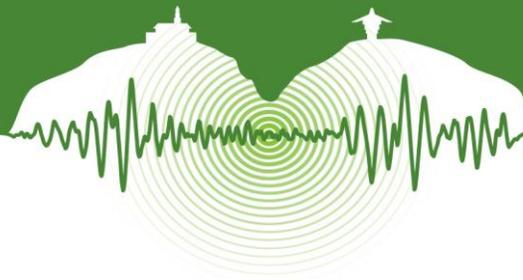
El presente artículo hace parte de las memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica organizado por la Universidad de los Andes y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, Mayo de 2015.



Ambas técnicas son recomendadas para monitoreo estructural en tiempo real debido a su reducción significativa del tiempo de procesamiento de datos requerido para la identificación modal y la exactitud de sus resultados obteniendo un MAC mayor a 0.94. Además, optimizan el manejo de una gran densidad de datos que es el problema actual de algunas metodologías ya mencionadas. El tiempo computacional requerido para el procesamiento de cada técnica depende del número de sensores con los que cuente el sistema, con un bajo número de sensores la técnica UFFT es más eficiente que la FMI, pero si se tiene la capacidad de un mayor número de sensores FMI logra superar en 20% la otra técnica. La presencia de ruido en las señales de vibración ambiental es común, la técnica UFFT presenta mayor perturbación ante este factor logrando su estabilización para valores de SNR mayores a 30 dB, este factor se debe considerar para mejoramiento continuo de la técnica desarrollada y posterior validación experimental que ya se encuentra en curso.

REFERENCIAS

- Andersen, P.B. and Brincker, R., 1999. Estimation of modal parameters and their uncertainties. *17th international modal analysis conference (IMAC-XVII)*. Kissimmee FL.
- Caicedo, J.M. and J. Marulanda, 2011. Fast mode identification technique for online monitoring. *Structural Control and Health Monitoring*, Vol 18, N° 4, pp. 416-429.
- Caicedo, J., Dyke, S., and Johnson, E. 2004. Natural Excitation Technique and Eigensystem Realization Algorithm for Phase I of the IASCASCE Benchmark Problem: Simulated Data. *J. Eng. Mech.*, Vol 130, N° 1, pp. 49-60.
- Caicedo, J. M. 2011. Practical guidelines for the Natural Excitation Technique (next) and the Eigensystem Realization Algorithm (era) for modal identification using ambient vibration. *Nol.* 35, N° 4, pp. 52-58.
- Chang, P.C., Flatau, A., Liu, S.C. 2003. Review Paper: Health monitoring of civil infrastructure. *Structural Health Monitoring*, 2, 57, pp. 257
- Chao, S. H., Loh, C.-H., and Tseng, M.-H. 2013. Structural damage assessment using output-only measurement: Localization and quantification. *Mater. Syst. Struct.*, p. 104.
- James, G.H., Carne, T.G., and Lauer, J. P. 1993. The natural excitation technique (next) for modal parameter excitation from operating wind turbines.
- James, G. H., Carne, T. G., and Lauer, J. P. 1995. The natural excitation technique (next) for modal parameter extraction from operating structures.
- Losada, J. M. F. 2013. Implementación de la técnica de identificación rápida de modos en una red inalámbrica de sensores para monitoreo estructural en tiempo real.
- Nayeri, R.D., Masri, S.F., Ghanem, R.G., and Nigbor, R. L. 2008. A novel approach for the structural identification and monitoring of a full-scale 17-story building based on ambient vibration measurements. *Smart Materials and Structures*, Vol 17, N° 2.
- Pastor, M., Binda, M., and Harčarik, T. 2012. Modal Assurance Criterion. *Procedia Engineering. Modelling of Mechanical and Mechatronics Systems*, Vol 48, pp. 543-548.
- Peeters, B. and De Roeck, G., 2001. Stochastic System Identification for Operational Modal Analysis: A Review. *Journal of Dynamic Systems, Measurement, and Control* Vol 123, 659.
- Sohn, H., Farrar, C.R., Hemez, F.M., Shunk, D.D., Stinemates, D.W., and Nadler, B.R. 2001. A Review of Structural Health Monitoring Literature: 1996-2001. Los Alamos. Natl. Lab.
- Van Overschee, P. and De Moor, B.L. 1996. Subspace identification for linear systems : theory, implementation, applications. Kluwer Academic Publishers.
- West, W.M. 1984. Illustration of the use of Model Assurance Criterion to detect structural changes in an orbit test specimen. *Proceedings of Air Force Conference on Aircraft Structural Integrity*, pp. 1-6.
- Worden, K., Farrar, C.R., Haywood, J., and Todd, M. 2008. A review of nonlinear dynamics applications to structural health monitoring. *Struct. Control Heal. Monit.*, Vol. 15, pp. 540-567.



Modelo de costos de elementos estructurales y no estructurales para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones en concreto reforzado

Structural and non-structural element cost model to evaluate the seismic vulnerability for reinforced concrete buildings

Juan F. Dorado^{1*}, Luis Yamin², Álvaro Hurtado¹, Raúl Rincón¹, Iván D. Torres³

¹Asistente Investigación, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia

²Profesor Asociado, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia
³Ingeniero civil, Constructora Concorde 2007 Ltda., Bogotá, Colombia

RESUMEN

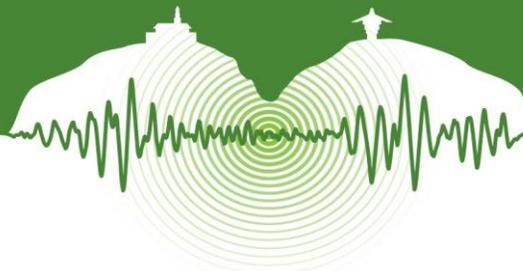
Las funciones de vulnerabilidad sísmica permiten evaluar el comportamiento de estructuras y cuantificar las pérdidas económicas o daños para diferentes niveles de intensidad sísmica. El desarrollo de las funciones de vulnerabilidad para edificaciones de concreto reforzado es un elemento clave para realizar estudios de riesgo, con los cuales se pueden obtener estimaciones de las pérdidas físicas o económicas asociadas a un portafolio de construcciones en una zona geográfica determinada. Las funciones de vulnerabilidad deben considerar los impactos en elementos estructurales y en los no estructurales que incluyen muros divisorios, fachadas, cielo rasos y acabados. El presente artículo propone un modelo de costos que permite realizar el análisis discriminando las pérdidas económicas y la susceptibilidad al daño de los elementos estructurales y no estructurales. El modelo plantea realizar una valoración económica de dos maneras alternativas: valor unitario a nuevo (“Top-down”) y valores de reparación (“Bottom-up”). El modelo “Top-down” debe ser compatible con el presupuesto general de construcción de la edificación. Por su parte, el modelo “Bottom-up” contempla los valores de reposición a nuevo de todos los componentes asociados a los elementos susceptibles a daño. Para efectos del análisis, para cada uno de los tipos de componentes se plantean costos de reparación para cuatro niveles de daño: no daño, daños leves, daños moderados y daños severos (reemplazo), cada uno de los cuales se determina mediante cotizaciones comerciales representativas. Con base en la discriminación propuesta de elementos y la valoración individual de cada uno, se asignan funciones de daño de componente para cada uno de ellos con el fin de estimar el costo de reposición y/o reparación de cada elemento para cada nivel de intensidad sísmica que se defina en el análisis. La integración de estos resultados permite la construcción de las funciones de vulnerabilidad asociadas a una determinada distribución de elementos estructurales y no estructurales. El modelo permite además evaluar la participación relativa en el daño de cada elemento individual y estudiar la sensibilidad de la función de vulnerabilidad a diferentes configuraciones de edificaciones.

Palabras clave: Modelo de costos, funciones de vulnerabilidad, funciones de daño de componentes, susceptibilidad de daño.

ABSTRACT

Seismic vulnerability functions are used to evaluate the behavior of structures and quantify the economic losses or damages for different levels of seismic intensity. The development of vulnerability functions for reinforced concrete buildings is a key element for risk assessment in order to estimate physical and economical losses associated to a portfolio of buildings in a determined geographic area. Vulnerability functions should be evaluated considering the impacts on structural and non-structural elements, including partition walls, facades, ceilings and floor finishes. This paper proposes a cost model that allows the vulnerability assessment discriminating the economic loss and the susceptibility to damage of structural and non-structural elements. The model proposes the economic evaluation by two alternative ways: unit values for new elements (Top-down) and repair values for existing elements (Bottom-up). The Top-down model has to be compatible with the construction budget of the building. Meanwhile, Bottom-up model includes the replacement values (as new elements) of all components associated with items susceptible to damage. For analysis purposes, each type of component is characterized by repair costs in four levels of

* jf.dorado285@uniandes.edu.co



damage: no damage, slight damage, moderate damage, severe damage (replacement) each of which is determined by representative commercial quotations. Based on the proposed discrimination of elements and their individual value assessment, fragility functions are assigned for each one of them with the purpose of estimating their repair/replacement cost for the level of seismic intensity defined in the analysis. Vulnerability functions are assembled by the integration of these results for each specific distribution of the structural and non-structural elements. The model also allows the evaluation of participation of each individual element on the total damage evaluation and the study of the sensitivity of the vulnerability function to different building configurations.

Keywords: Cost model, vulnerability functions, fragility functions, susceptibility to damage.

1 INTRODUCCIÓN

Con el fin de mitigar el riesgo sísmico a nivel de ciudades, regiones y países se han desarrollado metodologías para el cálculo de pérdidas económicas ante las amenazas sísmicas presentes en las edificaciones. Este análisis de riesgo ha integrado una herramienta útil para la evaluación de portafolios de exposición que a su vez se traducen en fondos para la transferencia del riesgo y desarrollo de programas y herramientas para la reducción de la vulnerabilidad de los portafolios de amenaza que se analicen. Las funciones de vulnerabilidad sísmica son una herramienta para evaluar el comportamiento de estructuras ante ciertos niveles de amenaza y medir de forma cualitativa o cuantitativa las pérdidas generadas. Divididas en dos grandes capítulos: elementos estructurales y no estructurales, la presente investigación propone un modelo de costos que permita cuantificar el nivel de daño ante varios escenarios de amenaza. Mediante la implementación de los costos de reposición a nuevo y los costos de reparación se espera poder evaluar el riesgo ante diferentes niveles de daño (no daño, daños leves, moderados y severos). Con la obtención de las funciones de vulnerabilidad mediante las metodologías propuestas en la literatura (Yamin et al, 2012; Hurtado, 2013) se planea ver la influencia del modelo de costos en el ensamble de las funciones y poder analizar la sensibilidad del costo de los componentes definidos como susceptibles.

2 OBJETIVOS Y ALCANCE

El objetivo principal de este artículo es mostrar un modelo de costos que permita evaluar la vulnerabilidad sísmica en edificios de concreto reforzado. El modelo de costos propuesto permite cuantificar el efecto de diferentes intensidades sísmicas para varios niveles de daño, generando un parámetro válido en la determinación de las pérdidas económicas asociadas a distintos niveles de amenaza. El modelo permite realizar un análisis de sensibilidad desagregado de la influencia en la vulnerabilidad de los distintos componentes de la edificación basados en un modelo de cantidades. Adicionalmente se describirá el procedimiento necesario para ensamblar el modelo de costos con las funciones de daño de componentes para poder obtener las funciones de vulnerabilidad que permiten evaluar las pérdidas económicas.

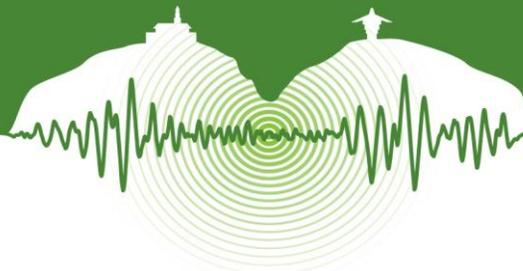
3 MODELO DE CANTIDADES Y COSTOS

3.1 Modelos de cantidades

Con el objetivo de desarrollar un modelo de costos que tenga validez para diferentes configuraciones de edificaciones de concreto reforzado, es necesario implementar un modelo de cantidades que permita generalizar de cierta forma todos los diferentes componentes que pueden llegar a influir en el presupuesto de un edificio. De esta forma se propone dividir los componentes de la edificación en dos grandes grupos: elementos estructurales y no estructurales. Los elementos estructurales están subdivididos en cimentación, columnas, vigas, muros estructurales, losas de entrepiso y otros. Los elementos no estructurales comprenden fachadas, muros divisorios, acabados, contenidos y otros. Los componentes individuales incluidos en las cantidades se filtran con anticipación, pues es necesario incluir en el modelo de cantidades únicamente los elementos que son susceptibles de daño. La determinación de los elementos con posible daño se realiza a criterio del usuario teniendo en cuenta planos arquitectónicos, estructurales, mecánicos e hidráulicos. La Tabla 1 presenta un ejemplo ilustrativo de la clasificación por cantidades y susceptibilidad de daño.

Tabla 1: Clasificación por cantidades de elementos susceptibles a daño

Código	Tipo de Componente	Unidad	Cantidad/Piso
1001	Columnas en concreto	M3	-
1002	Placas entrepiso	M2	225
1005	Vigas de cubierta	M3	15



4001	Muros Dry-Wall	M2	353.7
5007	Enchapes pisos baño	M2	19
6001	Cielo raso en Dry-wall	M2	225
8200	Instalaciones Sanitarias e Hidráulicas	ML	-
8400	Instalaciones Eléctricas	ML	-

La asignación de cantidades a cada uno de los elementos susceptibles a daño se realizó mediante el análisis de edificaciones existentes que sirven de referencia para poder ajustar y generalizar los presupuestos. De esta forma, se obtienen los valores de cantidades de un edificio de referencia tanto en áreas como volúmenes de concreto para elementos estructurales. Mediante factores modificadores se puede ajustar los parámetros del edificio al cual se quiera aplicar el modelo de cantidades. La Tabla 2 muestra un ejemplo ilustrativo que compara el edificio de referencia con un edificio de 5 pisos diseñado con requisitos de disipación de energía especial (DES). De esta forma, el usuario del modelo puede escoger qué valor escoger, teniendo la habilidad de tener factores modificadores aplicables a cada ítem específico.

Tabla 2: Asignación de cantidades por componentes

Ítem	Definición	Edificio Referencia		Edificio 5 Pisos (DES)	
		Área (m ²)	Factor (m ² /m ²)	Área (m ²)	Factor (m ² /m ²)
Área Lote	-	561	-	0	-
Área Placa Piso Tipo	-	320	-	225	-
Área Placa Primer Piso	APPP/ APPT	410	1.28	225	1.00
Área Placa Cimentación	APC/ APPT	410	1.28	288	1.28
Área Placa Piso Tipo Total	-	2010	-	900	-
Área Total Construida	-	2420	-	1188	-
Materiales Estructurales	Definición	Volumen (m ³)	Factor (m ³ /m ²)	Volumen (m ³)	Factor (m ³ /m ²)
Vol. Concreto Placa Piso Tipo	VCPP/ APPT	60.8	0.19	41	0.18
Vol. Concreto Placa Primer Piso	VCPPP/ APS	77.9	0.19	0	0.00
Vol. Concreto Placa Cimentación	VCPC/ APC	188.6	0.46	144	0.50
Vol. Concreto Columnas	VCC/ ATC	85	0.04	52.8	0.04
Vol. Concreto Placa Piso Tipo Total	VCPP/ APPT	381.9	0.19	205	0.23
Vol. Concreto Total	VCT/ ATC	733.4	0.30	401.8	0.34

El modelo de cantidades permite dividir los elementos susceptibles a daño y sus cantidades en obra. Para cada elemento seleccionado es necesario desarrollar dos estimaciones de costos independientes: un presupuesto indicativo del costo de reposición de la edificación y presupuesto de los costos de reparación para los diferentes niveles de daño para los diferentes tipos de componentes. De esta forma es necesario determinar distintos niveles de daño que puedan asociarse a cada componente dependiendo del parámetro de intensidad sísmica utilizado. Los parámetros de demanda sísmica EDP (por sus siglas en inglés "Engineering Demand Parameters") permiten correlacionar el daño en los componentes individuales y cuantificarlos según su desempeño ante distintas demandas sísmicas. Por lo tanto, dependiendo de las características del componente, se asignan diferentes parámetros como lo son derivas de entrepiso, aceleración absoluta, desplazamientos, cortante en la base, rotación plástica en vigas y columnas, entre otros.

Los costos de reparación para componentes individuales están asociados a cuatro niveles de daño: no daño, daños leves, moderados y severos. Esto permite ajustar una función de daño de componentes que se caracterice por ser escalonada, como se puede apreciar en la Figura 1. En la literatura se reportan funciones de daño de componentes que tienen como característica ser continuas (Porter, 2005; Porter & Kiremidjian, 2001), consideración que no resulta totalmente adecuada para el presente estudio pues en la práctica ingenieril es difícil asignar un costo de reparación ante una clasificación de daño continuo.

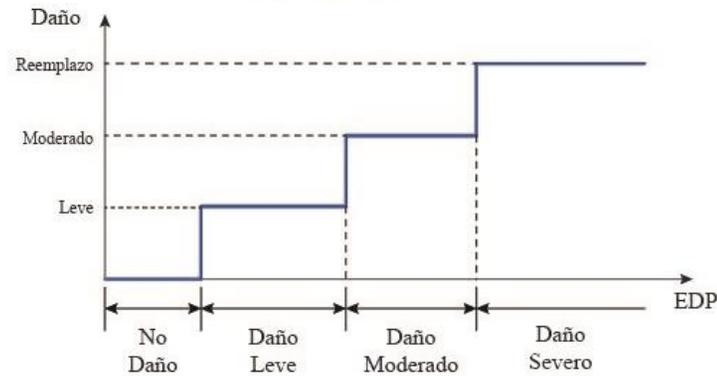
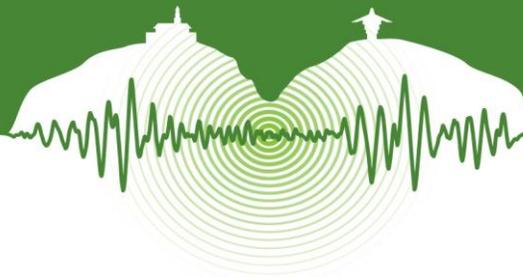


Figura 1: Función de daño de componentes individuales (Hurtado, 2013).

Para poder definir los diferentes niveles de daño de los componentes individuales es necesario tener registros de elementos que han sido sometidos a distintos niveles de intensidad sísmica, ya sean registros fotográficos de eventos sísmicos previos o ensayos de laboratorio ante cargas cíclicas. De esta forma, los daños previamente definidos se pueden asociar a estados particulares de cada elemento que logren describir de forma cuantitativa o cualitativa el estado del componente. Esto permite generar de forma consistente una valoración económica para la reparación de cada estado que sea consecuente con el presupuesto. La Figura 2 muestra un registro fotográfico para tres diferentes niveles de daño presentes en una columna de concreto reforzado.

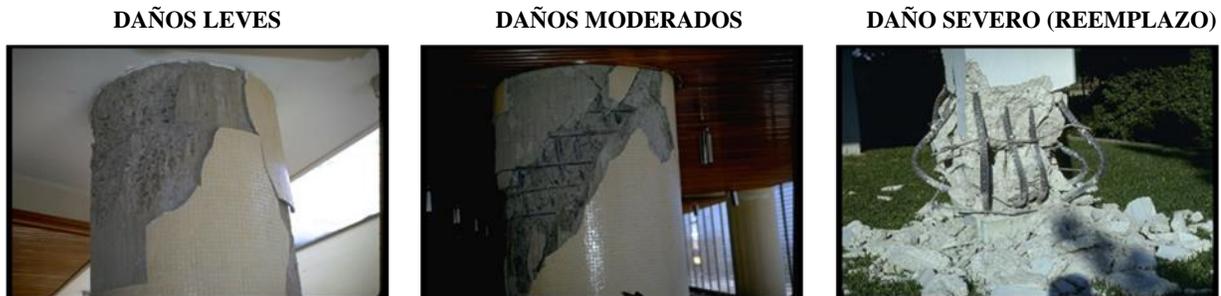


Figura 2: Registro fotográfico para definición de estados de daño en elementos. Autor: Steinbrugge, Karl V. Cortesía: National Information Service for Earthquake Engineering (NISEE). University of California, Berkeley.

3.2 Costos a nuevo (“Top-Down”)

El modelo de costos propuesto requiere la valoración a nuevo de la edificación con el objetivo de tener valores de referencia que puedan utilizarse como los costos de reposición de la estructura en caso de tener elementos con daños severos en los cuales se tenga que reemplazar el componente analizado. El valor utilizado se puede extraer de un análisis presupuestal en el cual se contemple cada componente individual como si se construyera desde cero. Este tipo de presupuesto contempla generalmente el valor del lote sobre el cual se construya, razón por la cual el usuario debe decidir si lo incluye pues el lote puede no sufrir afectaciones mayores ante un evento sísmico. Este análisis de costos se conoce como “Top-Down”, pues parte de un valor global que se desglosa en capítulos que representan los componentes individuales definidos en el modelo de cantidades.

En este orden de ideas, la evaluación de los costos globales requiere definir componentes individuales que cuantifiquen de una forma consistente los costos dentro del presupuesto general de la edificación. Estos componentes se conocen en la práctica como capítulos de obra, los cuales se asocian a las etapas constructivas de la edificación (cimentación, estructura, obra gris, acabados, etc.). Como se explicó anteriormente, la presente investigación divide el presupuesto global en dos capítulos generales, componentes estructurales y no estructurales. La Tabla 3 muestra la desagregación de los capítulos mencionados y cifras representativas de los subcapítulos.



Tabla 3: Presupuesto global aproximado de la estructura referencia

Código	Ítem	Unidad	Cantidad	Unitario	Subtotal
1000	ESTRUCTURALES				\$ 491,620,557
1001	Columnas	M3	53	\$ 755,874	\$ 40,061,309
1002	Placa entrepiso	M2	1188	\$ 142,029	\$ 168,730,511
1003	Escalera	M3	15	\$ 673,770	\$ 10,106,550
1004	Rampas	M2	12	\$ 65,048	\$ 780,578
1005	Vigas	M3	15	\$ 724,291	\$ 10,864,365
1006	Hierro	Kg	47914	\$ 2,200	\$ 105,411,066
1007	Malla electrosoldada	M2	225	\$ 1,000	\$ 225,000
1008	Cimentación	GL	1	-	\$ 155,441,178
2000	NO ESTRUCTURALES				\$ 784,280,837
2001	Fachadas	M2	850	\$ 65,798	\$ 55,928,666
2002	Muros Divisorios	GL	2055	\$ 238,993	\$ 491,130,615
2003	Acabados	GL	1125	\$ 63,410	\$ 71,336,250
2004	Contenidos	GL	1	\$ 165,885,306	\$ 165,885,306
SUBTOTAL					\$ 1,275,901,393
Factor modificador					1
TOTAL (Valor límite de la función de vulnerabilidad)					\$ 1,275,901,393

Teniendo como referencia la desagregación por capítulos del presupuesto general se puede realizar una verificación aproximada de los valores asignados a cada componente, analizando piso a piso la edificación. De esta forma se pueden comprobar los valores obtenidos mediante el presupuesto basado en precios unitarios, reduciendo el sesgo asociado e interpretando su impacto en la función de vulnerabilidad. La Figura 3 muestra el porcentaje de participación de cada subcapítulo y capítulo en el presupuesto global.

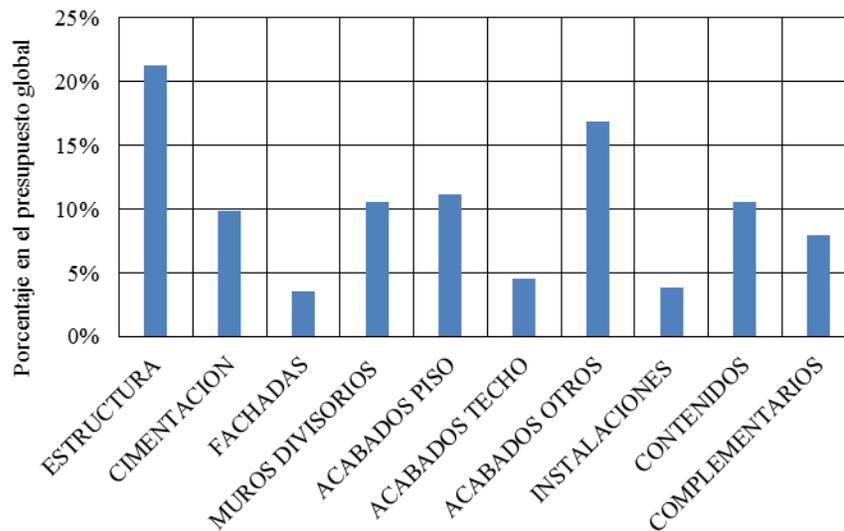


Figura 3: Porcentajes de participación en el presupuesto global de componentes de la edificación.



3.3 Costos unitarios de reparación (“Bottom-Up”)

Con el fin de llevar a cabo la valoración económica del daño debido a la influencia de un evento sísmico, es necesario asociar costos individuales de reparación a los elementos o componentes susceptibles a daño. Esta metodología, comúnmente conocida como “Bottom-Up”, permite asociar un valor económico de reparación a cada estado de daño definido.

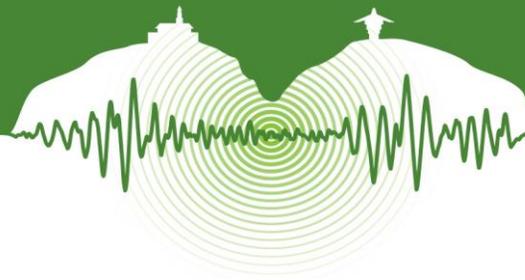
El proceso de reparación requiere un análisis detallado del componente y la descripción del mismo (presencia de pañete en las caras del elemento, tipo de mampostería, entre otros), permitiendo identificar procesos que se requieran para reparar dicho elemento (mano de obra, materiales y maquinaria). Paralelamente se debe tomar en cuenta el costo asociado al tiempo de inactividad de la edificación debido a los tiempos de obra. De esta forma, dependiendo del uso de la edificación se puede asignar un costo adicional a los costos de reparación. Esta valoración resulta ser elevada para edificaciones industriales o de uso comercial, mientras que las edificaciones residenciales no sufren de un costo adicional muy elevado por inactividad. Adicional a esto, es necesario tomar en cuenta las condiciones locales y económicas del sector donde se realice la reparación, pues la asignación presupuestal, calidad y cantidad de mano de obra disponible resultan ser variables.

Partiendo del modelo de cantidades desarrollado anteriormente con los componentes susceptibles a daño, es necesario crear una base de datos de todos los elementos estructurales y no estructurales. La base de datos de elementos y sus costos de reparación permite al usuario definir una serie de funciones de daño de componentes asociadas a diversas configuraciones de los mismos. De esta forma se pueden incluir todos los tipos de divisiones livianas, muros divisorios en mampostería, fachadas flotantes, entre otros.

La definición de los estados de daño es un elemento clave en el proceso de evaluación de los costos de reparación. Esta investigación incluye la recopilación de funciones de daño de componentes estructurales y no estructurales disponibles en la literatura (FEMA, 2003; Porter, 2005; Porter & Kiremidjian, 2001). La Tabla 4 muestra el formato con el cual completar la descripción de los daños para cada componente en la valoración económica de reparación asociada.

Tabla 4: Formato de descripción de reparación de daños para Muro de Drywall (daño moderado)

DAÑO MODERADO - REEMPLAZO LAMINAS Y PINTURA GENERAL - 20 A 30% -					
Ítem	Descripción	Material	Mano De Obra	Subtotal	Total
1	Desmonte Láminas	0	7500	7500	
2	Reemplazo Láminas	5991.3	13125	19116.3	
3	Pintura - 3 manos	7590	11625	19215	
TOTAL M2					45831.3
COSTO REPARACIÓN/COSTO NUEVO					0.81



4 FUNCIONES DE VULNERABILIDAD SÍSMICA

4.1 Generalidades

Los modelos de desarrollo para la evaluación del riesgo utilizan las funciones de vulnerabilidad sísmica como una herramienta fundamental en su procesamiento y análisis. Estas funciones permiten evaluar la respuesta generalmente en dos indicadores generales: términos porcentuales de daño y/o pérdidas económicas para una edificación con un sistema estructural previamente definido ante una intensidad sísmica (EDP) que a su vez representa la amenaza bajo las consideraciones en las cuales se encuentre la edificación (ubicación geográfica, tipo de suelo, entre otros). Los modelos de evaluación del riesgo juntan los modelos de amenaza para representar la vulnerabilidad en términos de pérdidas físicas o económicas para los diferentes tipos de componentes que se encuentren expuestos. El presente artículo es parte fundamental del desarrollo de las funciones de vulnerabilidad, pues implementa el modelo de costos que permite obtener indicadores de riesgo en términos de pérdidas económicas. La metodología implementada para la obtención de la vulnerabilidad en componentes hace uso del análisis dinámico incremental (IDA) como base fundamental del procedimiento implementado en previas investigaciones (Yamin et al., 2012; Hurtado, 2013).

El IDA se utiliza para poder obtener los parámetros sísmicos relevantes que afectan a cada uno de los componentes individuales susceptibles a daño. La integración de los factores individuales de daño para cada intensidad sísmica con las funciones de daño de componentes previamente definidas y el modelo de costos propuesto permite estimar la función de vulnerabilidad sísmica para cada edificación y sus componentes individuales.

4.2 Componentes Individuales

A partir de la metodología propuesta y la implementación en la misma del modelo de costos se obtienen los resultados de las funciones de vulnerabilidad sísmica para un edificio arquetipo de 5 pisos diseñado con requisitos de disipación de energía especial (DES). Las funciones de vulnerabilidad obtenidas comprenden la participación de los costos de reparación desagregada para cada uno de los componentes estructurales y no estructurales susceptibles a daño. Como ejemplo ilustrativo se presentarán los resultados obtenidos para el sismo Loma Prieta de 1989 con una magnitud de 6.93. La Figura 4 muestra las funciones de vulnerabilidad desagregadas para los elementos analizados tanto para los costos de reparación como para el porcentaje de daño MDR (por sus siglas en inglés "Mean Damage Ratio").

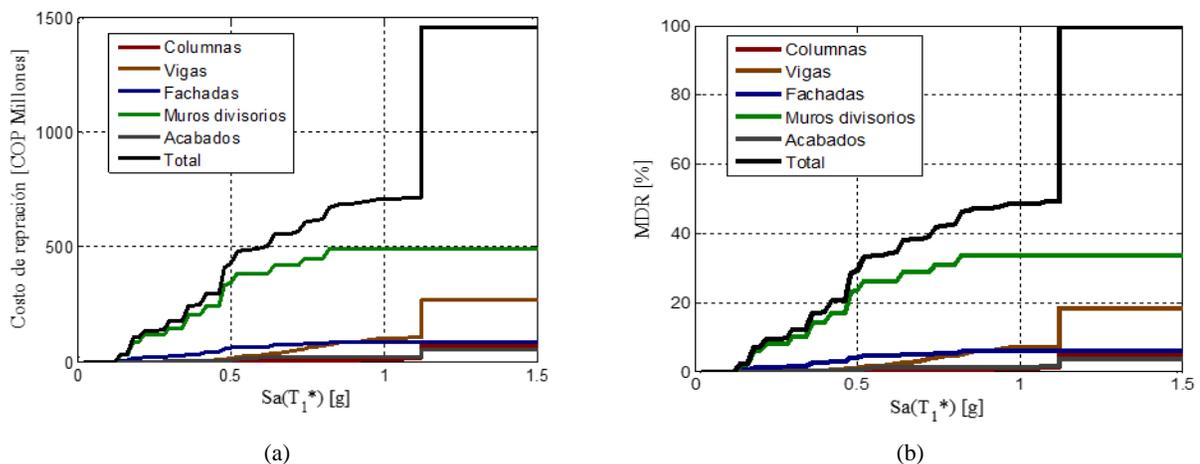


Figura 4: Funciones de vulnerabilidad por componentes individuales, (a) Costo de reparación, (b) Porcentaje de daño.

La Figura 5 muestra una visualización comparativa del porcentaje de participación de cada elemento en el presupuesto global con respecto al porcentaje de daño (MDR).

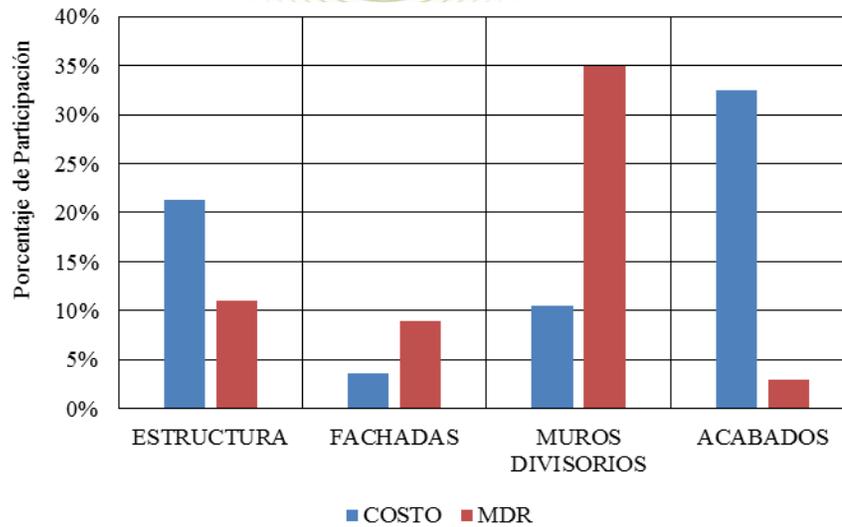


Figura 5: Visualización comparativa del porcentaje de participación en el presupuesto global con respecto al MDR de los componentes susceptibles a daño.

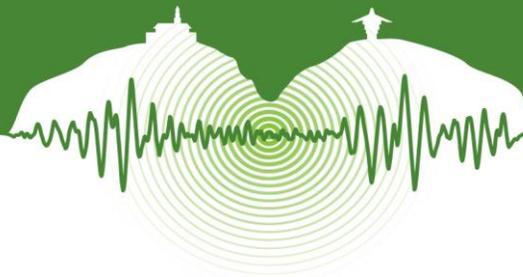
Como se puede apreciar en las figuras presentadas, los muros divisorios son los que presentan un porcentaje de daño mayor ante un EDP menor que los otros componentes. Adicional a esto, es el primer componente en sufrir daños, pues los demás elementos necesitan mayores aceleraciones espectrales para llegar a daños leves. Ante aceleraciones espectrales bajas, el costo de reparación total se compone principalmente de elementos no estructurales.

CONCLUSIONES

El modelo de costos propuesto permite realizar un análisis de cantidades que permite desagregar los componentes susceptibles a daño y asignarles una función de daño de componentes para poder generar una base de datos robusta con todos los elementos estructurales y no estructurales. A partir de esto se asignan cantidades de obra a cada elemento para poder realizar el análisis presupuestal. Adicional a esto se exponen dos modelos de costo: costos de reposición a nuevo y costos de reparación para los diferentes niveles de daño de la función de daño de componentes previamente definida. Este modelo de costos permite cuantificar el daño mediante las funciones de vulnerabilidad sísmica, las cuales se basan principalmente en un análisis incremental dinámico para un portafolio extenso de amenaza.

En general, se puede concluir que el modelo de costos se ajusta perfectamente a la metodología para ensamblar las funciones de vulnerabilidad sísmica. Esto se debe principalmente porque el modelo contempla las funciones de componente de daño y le asigna valores de reposición para cada nivel de daño definido. El modelo de costo de reposición permite avalar los valores de reemplazo que se le asignen a los componentes que sufran un nivel de daño severo.

A partir de los resultados obtenidos de las funciones de vulnerabilidad se puede concluir que los elementos no estructurales, en especial los muros divisorios, son los que presentan un nivel de daño mayor que los diferentes elementos susceptibles a daño. En el presupuesto global, los elementos no estructurales representan una gran porción del costo total de la edificación. El costo de reparación total de la edificación estudiada tiende a tener, ante aceleraciones espectrales bajas, un costo asociado a los daños generados por los elementos no estructurales. Esta tendencia se rompe cuando los elementos estructurales empiezan a sufrir daños hasta que la edificación empieza a sufrir colapso según ciertos criterios de desempeño.



REFERENCIAS

- FEMA. 2003. *Hazus - MH 2.1 Technical Manual Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model*. Washington D.C.: FEMA Mitigation Division.
- American Society of Civil Engineers, ASCE. 2007. *Seismic rehabilitation of existing buildings, ASCE/SEI 41-06*. Reston, Va.: American Society of Civil Engineers. xvi, 410 p.
- Applied Technology Council. 1996. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. *ATC-40 Report, Vol. 1 and 2*. Redwood City: ATC
- Baker, J. and Cornell, A. 2005. A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. Vol 34, N° 10, pp. 1193-1217.
- Barbat, A., Carreño, M., Pujades, L., Lantada, N., Cardona, O., and Marulanda, M. 2010. Seismic vulnerability and risk evaluation methods for urban areas. A review with application to a pilot area. *Structure and Infrastructure Engineering*. Vol 6, N° 1-2, pp. 17-38.
- Haselton, C. 2006. Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings. Ph.D. Thesis, Stanford University, California
- Hurtado, A. 2014. Funciones de vulnerabilidad sísmica basada en costos de reparación, MSc Tesis, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia.
- Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). 2006. PEER NGA Database, University of California, Berkeley. Retrieved <http://peer.berkeley.edu/nga/>.
- Porter, K. 2005. Taxonomy of nonstructural Building Components. Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Porter, K. and Kiremidjian, A. 2001. Assembly based vulnerability of buildings and its uses in seismic performance evaluation and risk-management decision making, Ph.D. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, California.
- Torres, I. 2013. Presupuestos de edificaciones arquetípicas y costos de reparación en Bogotá, Tesis de pregrado, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia.
- Yamin, L., Hurtado, A., Barbat, A., and Cardona, O. 2014-2. Seismic and wind vulnerability assessment for the GAR-13 Global Risk Assessment. *Probabilistic assessment of risk from natural hazards at global scale, Special Issue of the International Journal of Disaster Risk Reduction*. In press.
- Yamin, L., Hurtado, A., Rincón, R., Pulido, J., Reyes, J., and Barbat, A. 2014. Evaluation of seismic code specifications using static nonlinear analyses of archetype buildings. *Proceedings of the 10th National Conference in Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Anchorage, Alaska*.
- Yamin, L., Hurtado, A., Barbat, A., Bernal, G., and Cardona, O. 2012. Earthquake Vulnerability Assessment of Buildings for Catastrophic Risk: Analysis in Urban Areas. 15 World Conference on Earthquake Engineering (WCEE), Lisboa, Portugal.



Análisis dinámico incremental, una herramienta para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica en edificaciones

Incremental dynamic analysis, a tool for the assessment of seismic vulnerability of buildings

Alvaro Hurtado^{1,3*}, Luis Yamin², Raúl Rincón¹, Juan F. Pulido³, Juan F. Dorado¹
y Juan C. Reyes²

¹Asistente Investigación, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia

²Profesor Asociado, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia

³MSc. Ingeniero Estructural, Ingeniería Técnica y Científica, ITEC S.A.S., Bogotá, Colombia

RESUMEN

Las funciones de vulnerabilidad sísmica permiten evaluar el comportamiento de los diferentes sistemas constructivos en términos de daño estructural o pérdidas económicas para un nivel de intensidad sísmica. El análisis de riesgo hace uso de estas funciones en conjunto con los modelos que caracterizan la amenaza sísmica y los elementos expuestos, para obtener curvas representativas del daño físico o pérdida económica de países, ciudades, regiones enteras o cualquier otro portafolio de infraestructura. Este artículo presenta el uso del análisis dinámico incremental como una herramienta para la obtención de las funciones de vulnerabilidad sísmica para edificios con sistemas constructivos típicos. El análisis dinámico incremental (“Incremental Dynamic Analysis, IDA”) permite la evaluación de la respuesta no-lineal de edificaciones frente a una amenaza sísmica definida para diferentes niveles de intensidad (“Intensity Measure, IM”). La respuesta de la edificación puede interpretarse usando parámetros de demanda (“Engineer Demand Parameters, EDP”). En el presente estudio se analizaron dos edificios prototipo en concreto reforzado con pórticos resistentes a momentos (PRMs) diseñados con base a la normativa Colombiana. Para el presente caso la aceleración espectral elástica para el periodo del primer modo de vibración de la edificación ($S_a(T_1)$) es el IM. Cada edificio prototipo fue analizado empleando la metodología IDA para estimar los EDP para cada uno de los elementos. La rotación plástica, la aceleración absoluta de piso y la deriva de entrepiso, son seleccionadas como los principales EDP para la evaluación del daño individual de cada uno de los elementos. El daño en los elementos se calcula mediante el uso de funciones de fragilidad para elementos individuales seleccionadas en referencias asignadas a los elementos estructurales y no estructurales, en particular vigas, columnas, muros divisorios, cielo rasos y fachadas. Finalmente se presentan las funciones de vulnerabilidad sísmica para cada uno de los edificios prototipo en términos de la relación media del daño contra la aceleración espectral elástica para el primer modo de vibración de la edificación. Las funciones obtenidas se comparan con funciones de vulnerabilidad sísmica propuestas en referencias seleccionadas con base en lo cual se plantean las conclusiones y recomendaciones para el uso en la práctica de esta metodología.

Palabras clave: Funciones de vulnerabilidad sísmica, análisis dinámico incremental, edificios prototipo, parámetros de demanda.

ABSTRACT

The seismic vulnerability functions are used to evaluate the response of different structural systems in terms of structural damage or economic losses given a seismic intensity measure. The risk assessment uses these functions together with the hazards seismic model and exposed assets databases, to obtain representative physical or economic losses figures of entire countries, cities, re-

* ai.hurtado77@uniandes.edu.co



gions or any other portfolio of infrastructure components. This paper presents the use of incremental dynamic analysis as a tool to obtain the seismic vulnerability functions for buildings with typical structural systems. The incremental dynamic analysis, IDA, is used to evaluate the response of buildings against a seismic hazard defined for several intensity measure levels, IM. The response of the building can be assessed using different engineering demand parameters, EDP. In this study, the assessment of two different archetype reinforced concrete moment resisting frames (MRFs) designed following seismic Colombian standard code were conducted. In the present case the elastic spectral acceleration for the first mode vibration period ($S_a(T_1)$) is selected as the IM. For each one of the archetype buildings, IDA are conducted to estimate representative engineers EDP. The plastic hinge rotation, absolute story acceleration and inter-story drift are selected as the main EDP for the evaluation of damage at individual elements. The damage of individual elements are estimated using fragility functions available in selected references assigned to the main structural and non-structural elements, particularly beams, columns, partition walls, ceilings and facades. Finally, the seismic vulnerability functions for the archetype buildings are presented in terms of the mean damage ratio versus elastic spectral acceleration for first mode vibration period. The generated functions are compared with seismic vulnerability functions proposed in selected references in order to obtain the corresponding conclusions and recommendations for the practical application of the methodology.

Keywords: Seismic vulnerability functions, incremental dynamic analysis, archetype buildings, engineer demand parameters.

1 INTRODUCCIÓN

Las metodologías para el cálculo de pérdidas económicas probables ante las amenazas sísmicas de edificaciones, han integrado una herramienta útil para la evaluación de portafolios de exposición a nivel de ciudades, regiones y países, permitiendo crear políticas de mitigación de riesgo sísmico, creación de fondos para la transferencia del riesgo, y desarrollo de programas y herramientas para la reducción de la vulnerabilidad de los portafolios de exposición analizados.

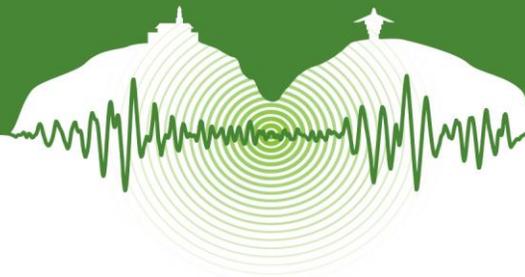
Las funciones de vulnerabilidad sísmica son una herramienta fundamental utilizada en los modelos desarrollados para la evaluación del riesgo. A través de estas funciones, se puede evaluar la respuesta en términos porcentuales del daño estructural o pérdida económica para una edificación con un sistema estructural definido dada una intensidad que representa la amenaza bajo consideración. Los modelos de evaluación de riesgo se utilizan de forma conjunta con los modelos de amenaza, para representar la vulnerabilidad física y pérdidas económicas de los diferentes componentes contenidos en los portafolios de exposición. La aplicación del uso de modelos probabilistas para la evaluación del riesgo ha sido incluida en las compañías de seguros, mediante la implementación de software especializado para la estimación de indicadores económicos del riesgo tales como la prima pura, pérdida anual esperada o pérdida máxima probable. También se han usado dentro del marco del proyecto de la UNISDR “Global Assessment Report on Disaster Risk Reduction” (UNISDR GAR13, 2013), y en investigaciones Yamin et al (2014b), en los cuales se definen las funciones de vulnerabilidad como la relación entre la intensidad de la amenaza y la relación media del daño (RMD) del componente al cual representan.

Este artículo presenta el uso del análisis dinámico incremental como una herramienta para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones. La metodología aquí descrita se basa de forma parcial en las investigaciones de (Porter & Kiremidjian, 2001; Yamin et al., 2012). En el presente estudio se analizaron dos edificios prototipo en concreto reforzado con pórticos resistentes a momentos (PRMs) diseñados con base a la normativa Colombiana vigente, con 5 pisos de altura y dos niveles de diseño: capacidad de disipación de energía alta y baja. El punto de fluencia, comportamiento y colapso de cada edificio prototipo son evaluados mediante las metodologías propuestas en ATC (1996) y NEHRP (2003). Una vez el edificio ha sido diseñado y tipificado, se realiza el análisis dinámico incremental para caracterizar la respuesta del edificio. La respuesta sísmica se evalúa a través de parámetros de demanda (EDP). La RMD se estima para cada nivel de intensidad mediante el uso de funciones de daño.

Para el presente estudio, solamente se considera la incertidumbre asociada a la amenaza sísmica. Las otras variables, incluyendo la configuración geométrica, propiedades de los materiales, capacidad de los elementos estructurales, cargas, y parámetros adicionales requeridos son considerados deterministas. De esta manera las funciones de vulnerabilidad sísmica presentan incertidumbre asociada únicamente a la amenaza sísmica.

2 PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL

La evaluación representativa de la vulnerabilidad sísmica puede estudiarse mediante el uso de análisis dinámicos no-lineales de edificaciones típicas. Los análisis dinámicos no-lineales requieren del desarrollo de modelos analíticos de edificaciones en 3D, los cuales a su vez requieren de la definición de las propiedades del comportamiento no-lineal del material mediante rotulas plásticas para los elementos estructurales. La evaluación del comportamiento se realiza mediante el uso de software especializado (SAP2000, Perform 3D, OpenSees). En el análisis se utilizan señales de eventos sísmicos para considerar variaciones en el contenido frecuencial e intensidad de la amenaza sísmica. Reyes y Chopra (2001) y Reyes (2009) proponen metodologías para la selección de señales sísmicas. Valores para cada EDP se obtienen para cada uno de los incrementos de la intensidad sísmica. Los EDP



corresponden a los valores máximos de derivas de entre-pisos, aceleración de piso, rotación inelástica y demanda de cortante en los elementos estructurales (Haselton, 2006).

2.1 Caracterización de las edificaciones

La caracterización de las edificaciones prototipo requiere la definición de una gran cantidad de parámetros (Yamin et al., 2014a). Dichos parámetros de diseño se usan para definir los aspectos específicos como geometría, dimensiones de elementos estructurales y consideraciones específicas para la modelación, evaluación de cargas gravitacionales, nivel de comportamiento para el diseño sísmico entre otros.

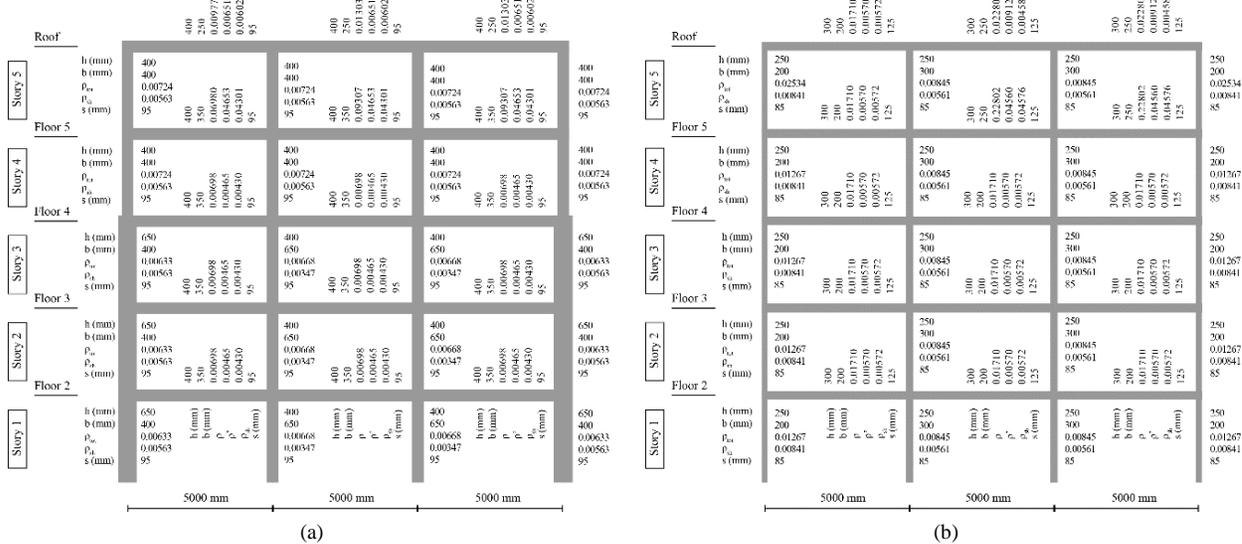


Figura 1: Caracterización de la geometría y detalle del refuerzo de los edificios prototipo, (a) modelo no. 1 diseñado para un nivel de amenaza sísmica alta, (b) modelo no. 2 diseñado sin considerar amenaza sísmica.

La Figura 1 presenta el resumen de algunos de los principales parámetros característicos de pórticos representativos de los modelos 3D de los dos edificios prototipo. Las configuraciones finales y detalles del refuerzo fueron revisados y aprobados por un ingeniero calculista (Forero J, 2013). El diseño de las edificaciones prototipo considera dos niveles de diseño de amenaza sísmica. El primer nivel de diseño corresponde a un nivel de amenaza sísmica alta con una aceleración espectral, A_a de 0.25g y corresponde al modelo No. 1. Por otro lado el segundo nivel de diseño corresponde a un edificio diseñado para consideración de carga gravitacional sin tener en cuenta las demandas ante fuerzas sísmicas y corresponde al modelo No. 2.

2.2 Evaluación de la amenaza sísmica

Para la evaluación de la amenaza sísmica se consideraron un total de 18 registros sísmicos históricos. Los sismos fueron seleccionados de la base de datos PEER (2006) (<http://peer.berkeley.edu/nga/>). Los principales criterios utilizados en la selección fueron:

- Magnitud, $M_w > 6.5$.
- Aceleración efectiva máxima > 0.2 g.
- Velocidad efectiva máxima > 15 cm/seg.
- Frecuencia representativa máxima < 0.25 Hz.
- Registros de campo abierto.
- Eventos con fallas de tipo normal, inversa.

La Figura 2 ilustra los espectros de aceleración elástica para un 5% de amortiguamiento del crítico para los registros seleccionados. Las curvas de la media y +/- la desviación estándar se incluyen en la misma.

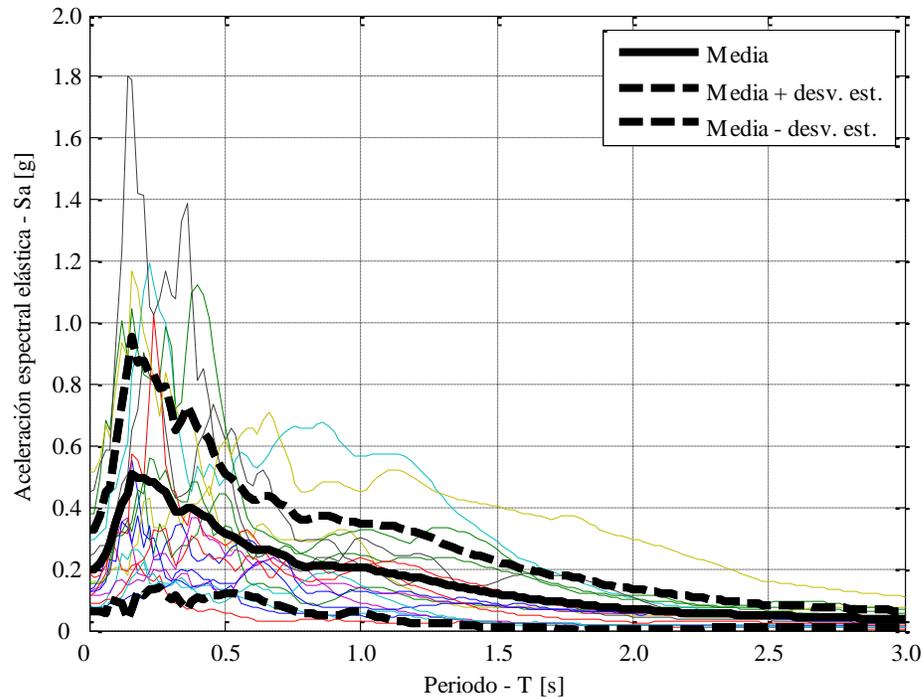
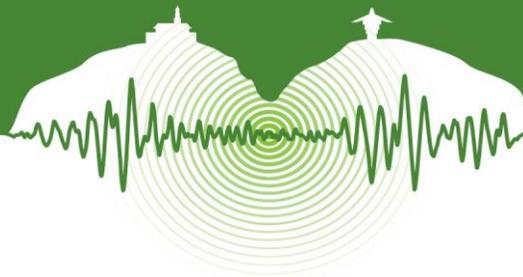


Figura 2: Espectro de respuesta elástica para un amortiguamiento del 5% del crítico para los registros seleccionados.

3 ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL DE EDIFICACIONES

Para cada uno de los modelos de las edificaciones prototipo se realizan análisis dinámicos no-lineales. Estos análisis se realizan con base a los requerimientos del ASCE (2007). Los análisis permiten estimar valores de EDPs tales como máxima aceleración de entre-piso, rotación plástica en los nudos y fuerzas internas en los nudos de los elementos críticos.

Los análisis se realizan para el modelo 3D de las edificaciones prototipo. Solo se estudia el comportamiento de la edificación en una dirección. Solo se consideran los elementos estructurales principales. No se consideran deformaciones y capacidad a cortante en las conexiones de los nudos viga-columna. Se considera diafragma rígido en todos los casos. Las cargas muertas se aplican antes de realizar el análisis dinámico no-lineal. El comportamiento plástico de vigas y columnas se considera mediante rotulas plásticas en los extremos. Las capacidades de momento de cada rotula plástica se determinan a partir del comportamiento inelástico del acero y concreto de la sección transversal. El modelo del acero es bi-lineal, mientras que para el concreto confinado se utiliza el modelo de la referencia (Mander et al., 1988). Las capacidades de rotaciones plásticas se obtienen de las Tablas 6.7 y 6.8 de la ASCE (2007). Adicionalmente, considerando que no se tienen en cuenta rotulas plásticas a cortante, se realiza la verificación de falla por cortante para los elementos estructurales. Los análisis se ejecutaron en su totalidad usando el programa PERFORM 3D V5.0 con algunas verificaciones en el programa SAP200 V.15.1.1.

3.1 Resultados del IDA

La Figura 3 ilustra las curvas de capacidad de la estructura obtenidas del IDA, a partir de las cuales se determina el punto de colapso de la estructura para cada uno de los registros. El punto de colapso se identifica como el punto para el cual se presentan grandes desplazamientos de cubierta para incrementos muy bajos en el cortante basal (Haselton, 2006).

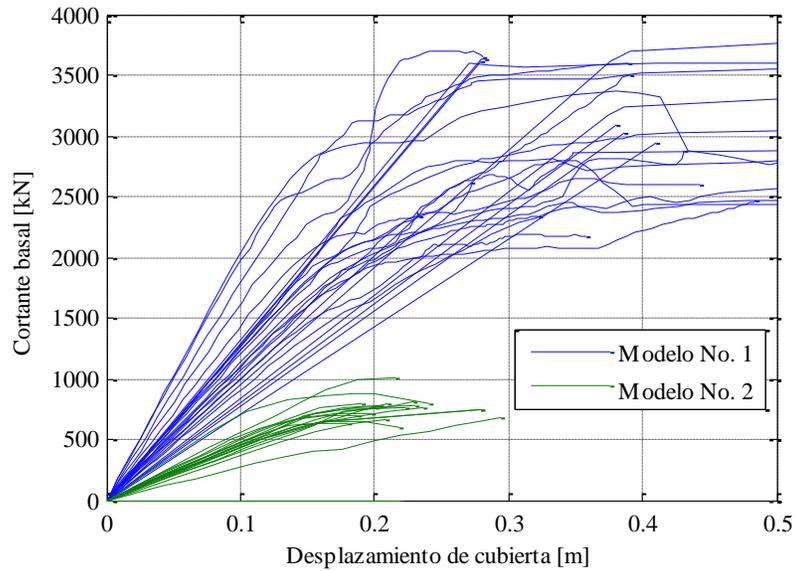


Figura 3: Curvas del análisis dinámico incremental (IDA) para los Modelos N° 1 y 2.

Las Figura 4 presenta los resultados para el EDP correspondiente a las rotaciones plásticas de las vigas.

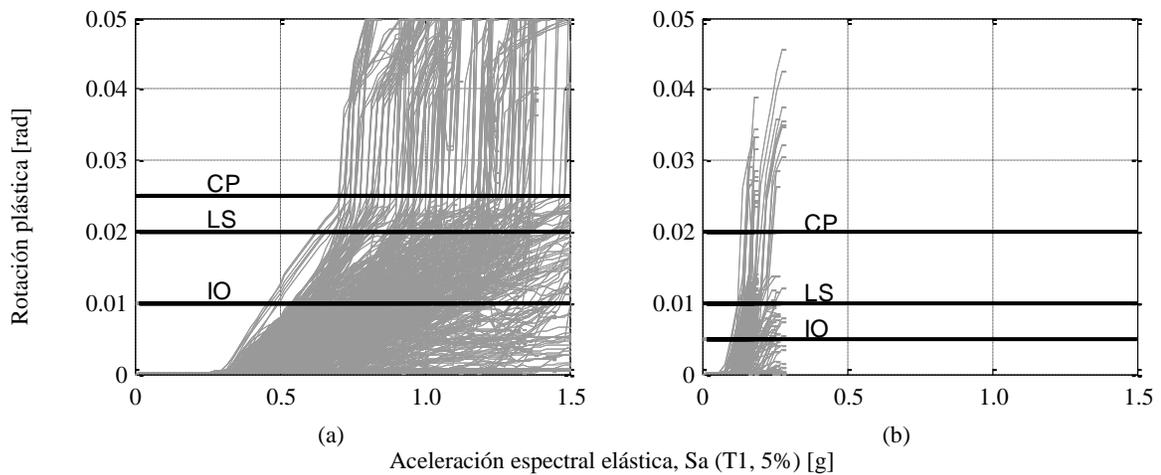


Figura 4: Rotaciones plásticas de vigas (a) Modelo No. 1, (b) Modelo N° 2.

Las Figura 5 presenta los resultados para el EDP correspondiente a las rotaciones plásticas de las columnas.

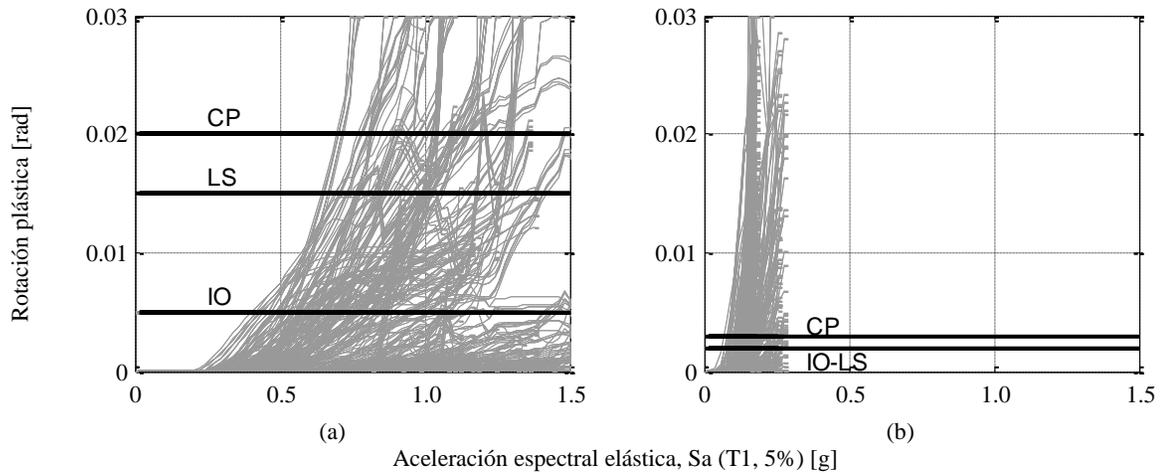
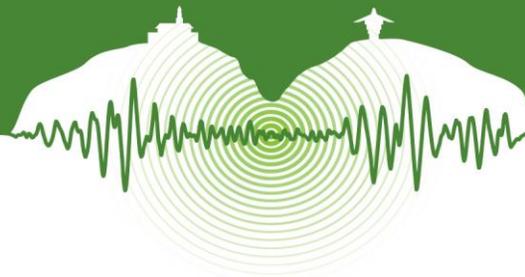


Figura 5: Rotaciones plásticas de columnas (a) Modelo No. 1, (b) Modelo N° 2.

Las rotaciones plásticas de las vigas y columnas son los EDP principales utilizados para la estimación del daño en los elementos estructurales de las dos edificaciones prototipo definidos en presente estudio.

4 EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA

La evaluación final de la vulnerabilidad sísmica se realiza mediante los EDP y la estimación del daño local o general de la edificación. En el presente estudio, solo se considera el daño de los elementos estructurales principales. El daño se expresa mediante funciones de daño para cada elemento particular del edificio. Los resultados se expresan en términos de funciones de vulnerabilidad, que relacionan la RMD del edificio con la aceleración espectral sísmica, que corresponde al parámetro de intensidad sísmica utilizado en el presente estudio.

4.1 Funciones de daño para elementos estructurales

Las funciones de daño permiten establecer la relación entre el daño estimado contra el parámetro de demanda (Yamin et al., 2012). Las funciones de daño se definen como una función escalonada con 4 niveles de daño: no daño, daño leve, daño severo y daño completo. El factor de daño para cada nivel se asigna con base en informes de estudios de reparación y repotenciación de edificaciones y el juicio de expertos. Se realiza una validación de las funciones finales por parte de un arquitecto practicante (Escovar, 2013). Los límites para cada nivel de daño de los EDP se definen con base a los niveles de desempeño establecidos en el ASCE (2007).

La Figura 6 presenta las funciones de daño para los elementos estructurales principales de las dos edificaciones definidas en el presente estudio.

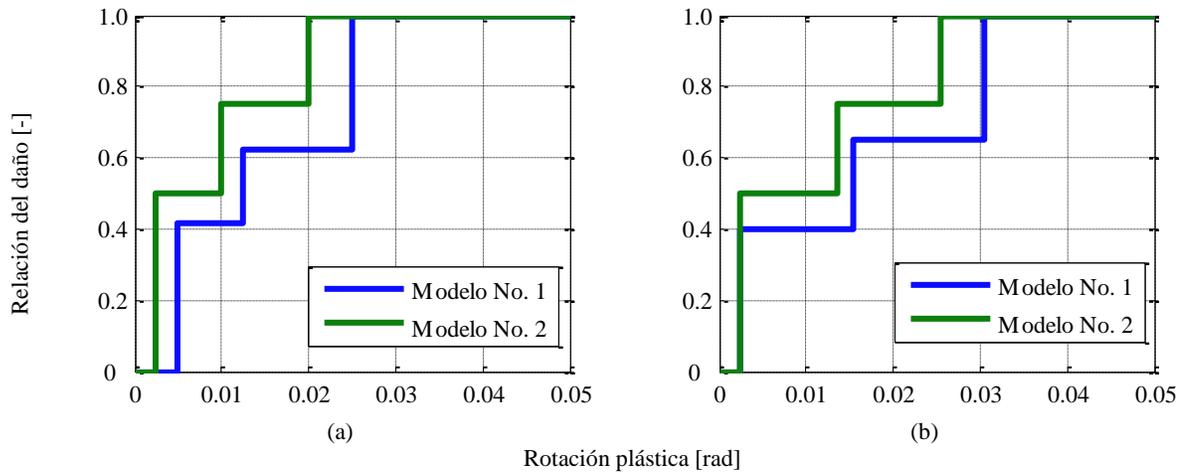
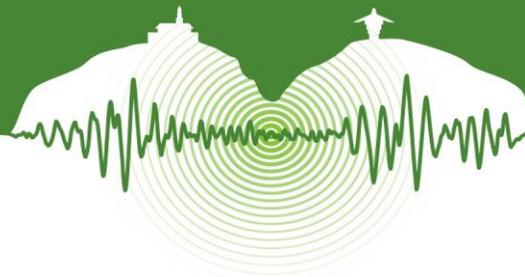


Figura 6: Funciones de daño representativas de los elementos estructurales principales (a) Vigas, (b) Columnas.

4.2 Funciones de vulnerabilidad

La integración de los factores individuales de daño de los componentes estructurales para cada nivel de intensidad sísmica con el uso de los EDP obtenidos del IDA y las funciones de daño previamente definidas, permiten estimar la función de vulnerabilidad sísmica de cada edificio prototipo. Los resultados de estos análisis para las dos edificaciones prototipo se presentan en la Figura 8. Para cada nivel de intensidad sísmica se especifica la relación media del daño (RMD) y su varianza. De manera comparativa se incluyen las funciones propuestas por Yamin et al (2014b), para pórticos resistentes a momento en concreto reforzado de 5 pisos de altura.

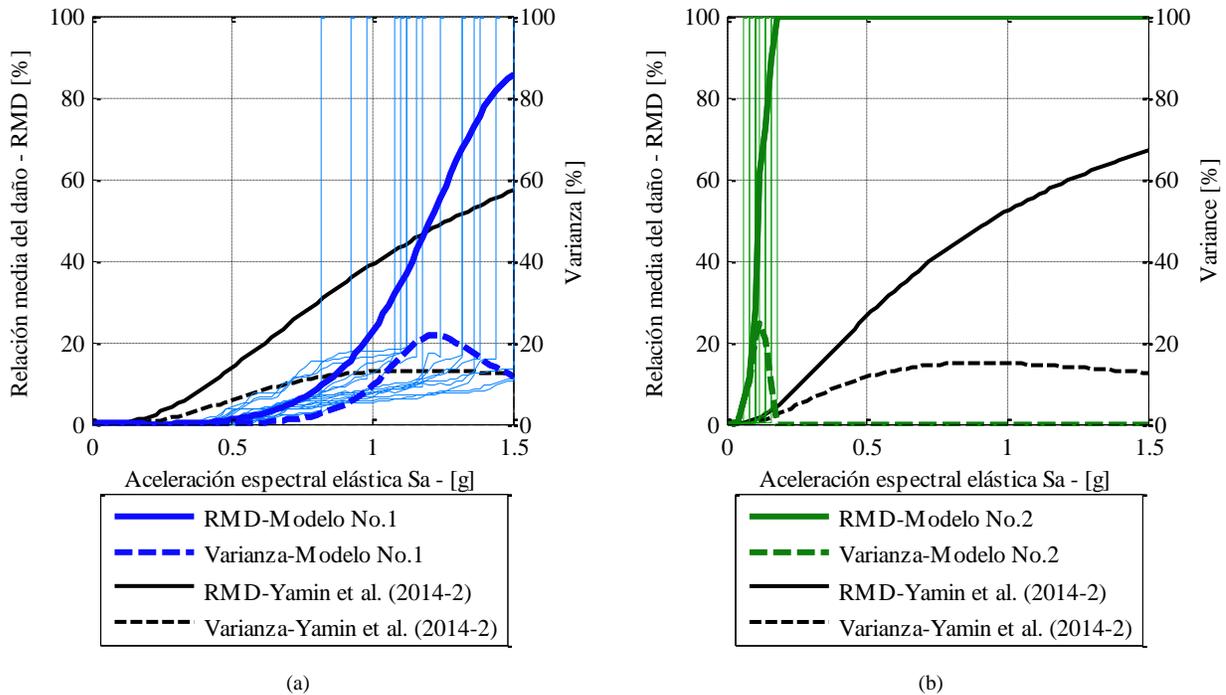


Figura 7: Funciones de vulnerabilidad para las dos edificaciones prototipo, (a) modelo no. 1, (b) modelo N° 2.



Los daños en la estructura reportada en la función de vulnerabilidad sísmica se inician desde 0.3g para el modelo N° 1 y 0.1g para el modelo N° 2. La RMD alcanza su valor máximo para la intensidad sísmica de 1.4g y 0.3g para el modelo N° 1 y N° 2 respectivamente.

La varianza presenta un comportamiento de crecimiento hasta alcanzar su valor máximo que obedece al punto donde se alcanza el 50% de la RMD, y después empieza a decrecer. Este comportamiento es resultado de la diferencia en la respuesta dinámica no-lineal de la estructura ante los diferentes contenidos frecuenciales de cada señal para cada intensidad. En el rango elástico de la estructura se observa un comportamiento uniforme de la respuesta dinámica no-lineal, mientras que en el rango no-lineal de la estructura se presentan grandes variaciones en la respuesta dinámica no-lineal. La incertidumbre en la función de vulnerabilidad sísmica está asociada principalmente a la intensidad sísmica en la que ocurre el colapso de la estructura, para este nivel de intensidad sísmica se asigna un valor del 100% de la RMD.

CONCLUSIONES

El uso de análisis dinámico no-lineal para evaluar funciones de vulnerabilidad sísmica se implementa en dos modelos de edificaciones prototipo en concreto reforzado con pórticos resistentes a momento. Análisis dinámicos no-lineales se realizan para estimar los EDP representativos para cada uno de los modelos prototipo. Funciones de daño estimadas se asignan a los principales elementos estructurales, particularmente vigas y columnas. En el presente estudio, la rotación plástica es el único EDP seleccionado para la estimación del daño individual de cada uno de los elementos estructurales principales. Finalmente, las funciones de vulnerabilidad para cada una de las edificaciones prototipo se representan en términos de la RMD para diferentes aceleraciones espectrales elásticas.

Como conclusión general se establece que el uso del análisis dinámico incremental en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones representativas es una herramienta prometedora, sin tener en cuenta el alto requerimiento analítico y tiempo computacional.

Investigaciones futuras pueden refinar el uso de esta metodología incluyendo diferentes configuraciones de edificaciones, evaluación de nuevos sistemas estructurales, análisis de sensibilidad para las variables estructurales tales como nivel de diseño según normativa, nivel de confinamiento de los elementos estructurales, tipo y ductilidad de las conexiones para estructuras metálicas, participación de la mampostería en el comportamiento de la edificación y otras variables relacionadas. Adicionalmente, se deberá incluir la incertidumbre en los modelos de análisis, estimación del nivel de daño, costos de reparación y demás variables que generen incertidumbre.

AGRADECIMIENTOS

Un agradecimiento a todas las personas que han participado dentro del desarrollo de la presente investigación, en especial al asesor de investigación Luis Yamin.

REFERENCIAS

- American Society of Civil Engineers, ASCE. 2007. *Seismic rehabilitation of existing buildings, ASCE/SEI 41-06*. Reston, Va.: American Society of Civil Engineers.
- Applied Technology Council. 1996. *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, ATC-40 Report, Vol. 1 and 2*. Redwood City: ATC
- Baker, J. and Cornell, A. 2005. A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol 34, N° 10, pp. 1193-1217
- Barbat, A., Pujades, L., Lantada, N., and Moreno, R. 2006. Performance of buildings under earthquakes in Barcelona, Spain. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, Vol 21, pp. 573-593.
- Barbat, A., Carreño, M., Cardona, O. y Marulanda, M. 2011. Evaluación holística del riesgo sísmico en zonas urbanas. *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, Vol 27, N° 1, pp. 3-27
- Barbat, A., Carreño, M., Pujades, L., Lantada, N., Cardona, O., and Marulanda, M. 2010. Seismic vulnerability and risk evaluation methods for urban areas. A review with application to a pilot area. *Structure and Infrastructure Engineering*, Vol 6, N° 1-2, pp. 17-38.
- Computers and Structures (CSI), Inc. 2006. PERFORM 3D. User Guide v5, Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures, Computers and Structures, Inc.: Berkeley, CA.
- Escovar, D. 2013. *Personal communication, practitioner architect engineer*, Bogotá, Colombia
- FEMA. 2011. *Multi-hazard Loss Estimation Methodology, Earthquake Model, HAZUS-MH 2.1, Technical Manual*. Washington D.C., United States of America: Federal Emergency Management Agency and National Institute of Building Sciences
- Forero, J. 2013. *Personal communication, practitioner civil engineer*, Bogotá, Colombia

El presente artículo hace parte de las memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica organizado por la Universidad de los Andes y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, Mayo de 2015.



- Haselton, C. 2006- Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame building. *Ph.D. Thesis, Stanford University, California*
- Hurtado, A. 2014. Funciones de vulnerabilidad sísmica basada en costos de reparación. *MSc Tesis, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia.*
- Krawinkler, H., Zareian, F., Medina, R., and Ibarra, L. 2005 Decision support for conceptual performance-based design. *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, Vol 35, pp. 115-133
- Mander, J., Priestley, M., and Park, R. 1988. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, Vol 114, N° 8, pp. 1804-1826.
- National Earthquake Hazards Reduction Program (U.S.), Building Seismic Safety Council (U.S.), and United States Federal Emergency Management Agency. 2003. *NEHRP Recommended provisions (National Earthquake Hazards Reduction Program) for seismic regulations for new buildings and other structures, in BSSC program on improved seismic safety provisions.* : Washington, D.C.: Building Seismic Safety Council.
- Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). 2006. PEER NGA Database, University of California, Berkeley. (<http://peer.berkeley.edu/nga/>).
- Porter, K. and Kiremidjian, A. 2001, Assembly based vulnerability of buildings and its uses in seismic performance evaluation and risk-management decision making. *Ph.D. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, California*
- Reyes, J. and Chopra, A. 2011 Three-dimensional modal pushover analysis of buildings subjected to two components of ground motion, including its evaluation for tall buildings. *Earthquake Engng Struct. Dyn.* Vol 40, pp. 1475-1494.
- Reyes, J. 2009. Estimating seismic demands for performance-based engineering of buildings. *Ph.D. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, California*
- UNISDR GAR13. 2013. Global Assessment Report on Disaster Risk Reduction. ISDR, United Nations, Geneva, Switzerland, 2013
- Vargas, Y., Pujades, L., Barbat, A., y Hurtado, J. 2012. Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico de edificios de hormigón armado. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, Vol 29, N° 2, pp. 63-78.
- Yamin, L., Hurtado, A., Barbat, A., Bernal, G., and Cardona, O. 2012. Earthquake Vulnerability Assessment of Buildings for Catastrophic Risk: Analysis in Urban Areas. *15 World Conference on Earthquake Engineering (WCEE)*. Lisboa, Portugal
- Yamin, L., Hurtado, A., Rincón, R., Pulido, J., Reyes, J., and Barbat, A. 2014a. Evaluation of seismic code specifications using static nonlinear analyses of archetype buildings. *Proceedings of the 10th National Conference in Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute*. Anchorage, Alaska
- Yamin, L., Hurtado, A., Barbat, A., and Cardona, O. 2014b. Seismic and wind vulnerability assessment for the GAR-13 Global Risk Assessment. *Probabilistic assessment of risk from natural hazards at global scale, Special Issue of the International Journal of Disaster Risk Reduction*. In press.



SISMan LISA: Sistema de Información Sísmica de Manizales - Laboratorio de Instrumentación Sísmica Automática

SISMan LISA: Seismic Information System of Manizales - Laboratory of Automatic Seismic Instrumentation

Gabriel Bernal¹, Julián Tristancho², Omar Darío Cardona³

¹*Investigador, Centre Internacional de Mètodes Numèrics a l'Enginyeria, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España.*

²*Profesor, Universidad Distrital Francisco José de Caldas, Bogotá, Colombia*

³*Profesor, Instituto de Estudios Ambientales, Universidad Nacional de Colombia, Manizales, Colombia*

RESUMEN

Se presenta la actualización del Sistema de Información Sísmica de la ciudad de Manizales – Laboratorio de Instrumentación Sísmica Automática, SISMan-LISA, el cual es una herramienta pensada para aportar en la gestión del riesgo sísmico de la ciudad, en particular en lo que se refiere a la atención a emergencias, dado que brinda insumos importantes para la correcta asignación de los recursos físicos y humanos de la ciudad en situación de crisis. El sistema cuenta con una estación acelerográfica central, ubicada en terreno firme, en la cual se registra el acelerograma tras la ocurrencia de un terremoto. Este acelerograma es enviado mediante telemetría al sistema central de cálculo, el cual realiza procesamientos de validación sobre la señal para determinar si corresponde o no a un evento sísmico. Una vez validada la señal, se modela la respuesta dinámica 1D de los suelos de Manizales mediante un modelo geotécnico compuesto por estratigrafías sintéticas en 1275 ubicaciones que conforman una malla rectangular sobre el área de la ciudad. De esta manera se obtiene un acelerograma completo a nivel de superficie del terreno en cada nodo de la malla. A partir de estos acelerogramas, se obtienen mapas de distribución de intensidad de movimiento fuerte para toda la ciudad, en términos de PGA y aceleraciones espectrales, entre otras. En seguida, el sistema determina, para cada predio de la ciudad, el valor esperado del daño dada la ocurrencia de una intensidad de movimiento fuerte en su ubicación, así como la probabilidad de colapso del predio y el número probable de personas fallecidas y heridas. El resultado es reportado en cuestión de minutos, en forma de mapas y estadísticas generales, a cuentas de correo y teléfonos celulares de usuarios autorizados encargados de la atención de la emergencia.

Palabras clave: Estimación automática de daños, atención a emergencias.

ABSTRACT

The update of the system SISMan-LISA is presented. This system is intended as an aiding tool for post-earthquake emergency response as it provides important inputs for the proper allocation of physical and human resources in a crisis. The system has a central accelerograph station, located on bed rock, in which the accelerogram is recorded after the occurrence of an earthquake. This accelerogram is sent via telemetry to the central computing system, which performs validation on the signal to determine whether or not corresponds to a seismic event. Once validated the signal, the dynamic response of soils in Manizales is modeled by means of a 1D response model composed of 1275 locations that form a rectangular grid over the city. A full accelerogram at ground surface is obtained for each node of the grid. From these accelerogram, shakemaps of strong motion intensity citywide are obtained in terms of PGA and spectral acceleration, among others. Next, the system determines, for each building of the city, the expected value of damage given the occurrence of a strong motion intensity at its location, as well as the probability of collapse of the building and the probable number of killed and wounded people. The result is reported in minutes, in the form of maps and general statistics, to email accounts and cell phones of authorized users responsible for emergency response.

Keywords: Automatic assessment of damage, emergency response.

¹ gabernal@cimne.upc.edu



1. INTRODUCCIÓN

Hacia mediados de 2008, entró en funcionamiento el Laboratorio de Instrumentación Sísmica Automática de Manizales, sistema SISMan-LISA, cuyo principal objetivo es la generación de mapas automáticos de aceleración sísmica en superficie del terreno, y evaluación de daño probable en edificaciones por efecto de un evento sísmico. El proyecto fue desarrollado por el Instituto de Estudios Ambientales de la Universidad Nacional de Colombia – Sede Manizales, el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, y el Centro de Estudios Sobre Desastres y Riesgos de la Universidad de los Andes, basándose en el Sistema de Publicación Automática de Shakemaps SAPS, desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, el cual permite obtener la intensidad sísmica a nivel de superficie del terreno en la Ciudad de México, a partir de la información recolectada por una red de acelerógrafos instalada para tal fin.

El Laboratorio de Instrumentación Sísmica Automática (LISA) de Manizales, es una herramienta pensada para aportar en la gestión del riesgo sísmico de la ciudad, en particular en lo que se refiere a la atención a emergencias, dado que brinda insumos importantes para la correcta asignación de los recursos físicos y humanos de la ciudad en situación de crisis.

El sistema LISA actualmente instalado en la ciudad, está conectado a un equipo acelerográfico a partir del cual recibe la información sísmica registrada después de la ocurrencia de un terremoto, y calcula de manera automática las intensidades de movimiento fuerte a nivel de superficie del terreno, así como los daños esperados en edificaciones en toda la ciudad. Estos resultados son después publicados en un sitio FTP y enviados vía correo electrónico y SMS a usuarios registrados en el sistema.

En la Figura 1 se puede ver la estructura actual del sistema SisMAN-LISA V.10. El sistema estaba basado en una conexión alámbrica de una sola estación acelerográfica, y mediante un software de desarrollo libre (Seislog), se almacenan en una base de datos de archivos de texto cada uno de los eventos, los cuales son procesados de manera automática por SisMAN-LISA, realizando un proceso de retrocálculo estimando la respuesta en superficie y posible nivel de daño.

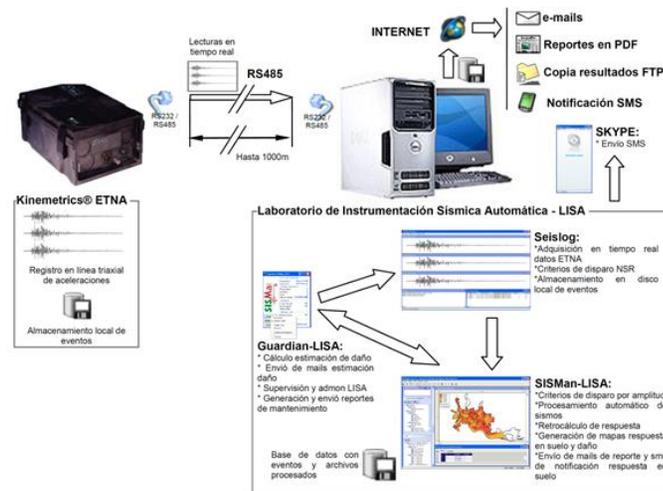


Figura 1: Estructura funcional del sistema SISMan-LISA V1.0.

Teniendo como punto de partida el actual sistema LISA, se presenta en este estudio la ampliación en diversos aspectos de las capacidades del sistema, con el fin de llevarlo a un nuevo estado de funcionamiento, más versátil y funcional, incorporando procedimientos y metodologías compatibles con el estado actual del conocimiento, de manera que la ciudad de Manizales cuenta hoy en día con una herramienta confiable y eficiente a la hora de la atención de emergencias asociadas a los terremotos. Se actualizó el SISMan-LISA a un sistema con almacenamiento en base de datos de eventos, análisis automático de variables sismológicas, conexión remota y administración de la red y protocolos de publicación automática de reportes y sismos vía internet, como se puede observar en la Figura 2.



Figura 2: Estructura principal sistema propuesto SISMan LISA V2.0.

2. PREPROCESAMIENTO Y VERIFICACIÓN DE REGISTROS ACELEROGRÁFICOS

Dada la naturaleza de la operación automática del SISMAN-LISA, es importante contar con un mecanismo para la verificación de la información que es registrada por la estación central de la red de acelerógrafos, con el fin de descartar posibles situaciones que disparen el equipo de registro y que no correspondan a sismos reales. Para este fin, se diseñó un sistema de procesamiento de señales sísmicas el cual permite determinar, bajo ciertos criterios generales, si una señal registrada es o no una señal correspondiente a un terremoto.

2.1 Procesamiento automático

Dentro del conjunto de procesamientos efectuados automáticamente a las señales registradas se encuentran los siguientes.

Corrección de línea base

La corrección de línea base permite establecer como cero el nivel promedio de la señal registrada. Al emplear sensores de movimiento fuerte como acelerógrafos, es común que las señales registradas se encuentren desplazadas del nivel cero, es decir que la señal se encuentra superpuesta a una función constante. Si se emplea una señal de este tipo en posteriores procesos de integración, el resultado será una señal de velocidad o desplazamiento creciente en el tiempo, lo cual es inconsistente con las condiciones reales del movimiento.

Adicionalmente, en equipos acelerómetros como los SMA² empleados en la red de acelerógrafos de Manizales, basados en sensores inerciales, un leve giro o desalineación producido al momento de instalarlo en la estación o durante algún mantenimiento, puede inducir el desplazamiento mencionada, lo cual resulta en una necesidad imperativa de corrección.

La corrección por línea base se hace mediante la sustracción a todos los valores del registro en el tiempo, del valor promedio de los mismos. Esto significa que la función constante sobre la cual se encuentra montada toda la señal es sustraída de la misma para garantizar que la señal esté centrada alrededor del eje horizontal.

Filtrado

El filtro permite separar contenidos frecuenciales de interés de algún registro en particular. Dada la naturaleza aleatoria de las aceleraciones por movimiento fuerte, los registros de aceleración recolectados pueden tratarse como señales aleatorias, las cuales tienen una representación en frecuencia de acuerdo con la teoría desarrollada por Fourier. Dentro de la señal existen normalmente frecuencias propias de la señal o señales inducidas por las fuentes sísmicas y ruido asociado con el funcionamiento mismo del sensor.

² Acelerómetro SMA (Strong Motion Accelerometer). Fabricante: ITEC S.A.S.



Con un filtro apropiado, es posible aislar las frecuencias de interés y así mantener solo lo relevante en términos de movimiento fuerte. Se emplea un filtro pasabanda con frecuencia mínima de 0.1 Hz, máxima de 25 Hz y 4 polos para su generación (filtro Butterworth), el cual atenúa las amplitudes que se encuentren fuera del rango de frecuencias especificado. El filtrado se realiza mediante la modificación de la transformada de Fourier de la señal de aceleración por la función de transferencia de un filtro pasabanda, y la aplicación al resultado de la transformada inversa de Fourier para volver al dominio del tiempo.

2.2 Verificación de señales sísmicas

Con el fin de evitar que el sistema se dispare de manera no deseada se establecen protocolos de verificación automática de las señales sísmicas con el fin de establecer a ciencia cierta que se trata de un terremoto. Esta verificación podría hacerse de manera directa mediante la consulta a otros equipos de la red de acelerógrafos, sin embargo dado que los tiempos de respuesta del SIS-MAN-LISA deben ser del orden de pocos minutos, se optó por hacer esta verificación sobre la estación central de manera que no se consuma mayor tiempo en el procesamiento completo.

La verificación de las señales sísmicas se realiza mediante el estudio de las siguientes características:

- Espectro de respuesta de pseudoaceleración
- Espectro de Fourier
- Diagrama de Husid

Es posible determinar cuál de varias señales corresponde a una señal sísmica mediante el estudio de las características listadas anteriormente. A continuación se presentan cuatro señales de aceleración en el tiempo, de las cuales solo la primera corresponde a un acelerograma real. Las diferentes características de verificación son entonces calculadas de manera que resulta evidente de estos resultados que en efecto la primera señal es la correcta. Las señales restantes pueden descartarse del todo al corresponder a errores o a movimiento generado por otras fuentes como manipulación indebida del equipo o vibraciones ambientales.

En caso de no ser determinante el resultado de la verificación realizada, el sistema cuenta con mecanismos de verificación de las siguientes características:

- Relación espectral
- Intensidad del espectro de aceleración (ASI)
- Intensidad del espectro de velocidad (VSI)
- Intensidad de Housner
- Duración significativa de la fase intensa
- Periodo predominante

Una vez se verifica que la señal es en efecto de movimiento sísmico, esta es enviada al motor de cálculo para ejecutar el procesamiento.

Verificación con el espectro de respuesta

El Espectro de Respuesta muestra los valores máximos de respuesta de un oscilador de un grado de libertad, al ser excitado en la base por una señal de movimiento determinada. Permite hacer evaluaciones de solicitaciones máximas en una estructura, en función del periodo fundamental de la misma. Los espectros de respuesta se calculan por defecto hasta 3 segundos de periodo fundamental y para un coeficiente de amortiguamiento respecto al crítico de 5%.

Verificación con el espectro de Fourier

El espectro de Fourier es la representación en frecuencia del registro temporal. Contiene todas las frecuencias existentes en el registro, con sus correspondientes contribuciones en amplitud. Es indicativo de que frecuencias dominantes presenta la vibración, lo cual es un componente importante en análisis de movimiento fuerte.

Verificación con el diagrama de Husid

El diagrama de Husid no es más que una gráfica que muestra el valor acumulado de la intensidad de Arias en función del tiempo. La intensidad de Arias se define como la aceleración cuadrática multiplicada por la duración total del registro y por una constante



igual a $\pi/2g$. En el diagrama de Husid puede observarse como se acumula dicha intensidad, notándose claramente mayor tasa de incremento sobre la fase intensa del acelerograma.

3. MODELO DE RESPUESTA DINÁMICA DE SUELOS PARA MANIZALES

El modelo de respuesta dinámica de los suelos de Manizales es un modelo continuo en el cual es posible calcular la respuesta dinámica en cualquier ubicación dentro de la ciudad. Este modelo está basado en un modelo geotécnico generado para la ciudad de Manizales con fines de Microzonificación Sísmica (Bernal, 2014). Este modelo geotécnico permite determinar sintéticamente la estratigrafía de cualquier ubicación y así proceder a la evaluación unidimensional de la respuesta dinámica del depósito blando.

3.1 Información geotécnica

En el estudio de microzonificación sísmica de Manizales (Uniandes, 2002) se realizaron 23 perforaciones exploratorias que constituyen la mejor base de información geotécnica para la ciudad, en términos de evaluación de la respuesta dinámica de los suelos. La mayoría se encuentran ubicados sobre la formación de depósitos de caída piroclástica. De cada sondeo se cuenta con la siguiente información en profundidad:

- Clasificación del suelo en el sistema USCS³.
- Descripción del material del estrato.
- Humedad natural del suelo, límites de Atterberg (límite plástico y límite líquido) y propiedades índice derivadas de estos (índice de plasticidad e índice de liquidez).
- Peso específico.
- Perfil de velocidad de onda de cortante, medido mediante ensayo Down Hole.

3.2 Geometría de las formaciones geológicas

A partir de la información de los sondeos existentes, junto con sondeos adicionales obtenidos del estudio de microzonificación sísmica de Manizales (Uniandes, 2002), y estableciendo el límite a nivel de superficie del depósito de suelo blando como el contacto con las formaciones rocosas (Casabianca, Manizales), se definió una capa de espesor aproximado del depósito blando.

La topografía empleada en este estudio tiene una resolución espacial de 30 m y fue obtenida del proyecto ASTER GDEM⁴ de la NASA. La topografía y la base del depósito de suelo blando constituyen la geometría del problema, y permiten definir espesores de suelo blando en toda la ciudad. La Figura 3 muestra un esquema tridimensional de las capas de topografía de contacto rocoso y topografía superficial.

Para el caso de la geometría de la tabla de agua, se estableció un valor promedio de 7 metros de profundidad para toda la ciudad. Esta suposición se adoptó por simplicidad dada la dificultad en la definición de la variación espacial de este parámetro.

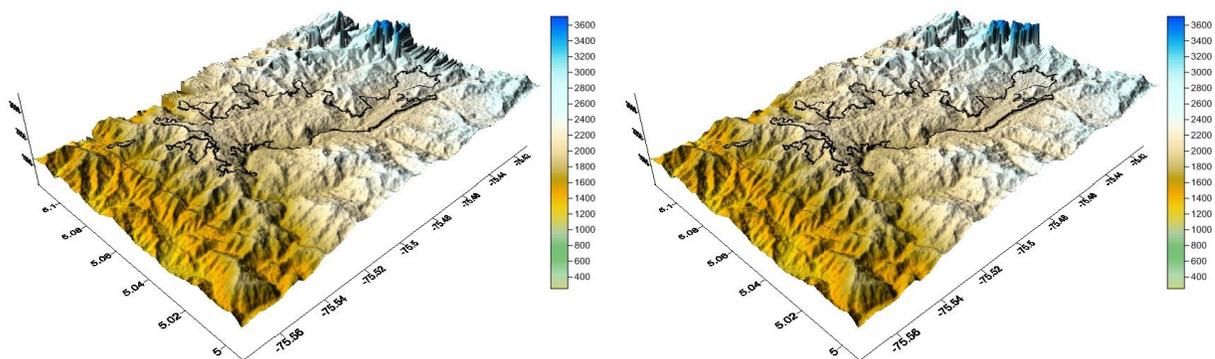
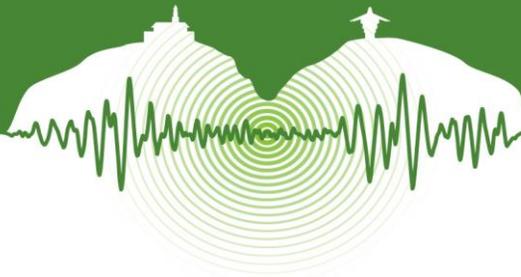


Figura 3: Esquema tridimensional de la topografía del contacto de roca (izquierda) y de la topografía de la superficie (derecha). Valores en metros sobre el nivel del mar.

³ Unified Soil Classification System

⁴ ASTER Global Digital Elevation Map. <http://asterweb.jpl.nasa.gov/>



3.3 Modelo geotécnico

En este estudio se aplica una metodología moderna de evaluación de los efectos de sitio en grandes extensiones, la cual se basa en la generación de estratigrafías sintéticas sobre ubicaciones arbitrarias en la ciudad, las cuales no han sido exploradas anteriormente. Estas estratigrafías son la base para la evaluación de la respuesta dinámica de los suelos blandos.

Las estratigrafías se construyen en función de la geometría de las formaciones geológicas y de los tipos de suelo definidos para cada una. Los tipos de suelo representan la variación en profundidad de los momentos estadísticos de todas las propiedades geotécnicas. Esto quiere decir que las propiedades geotécnicas se modelan como variables aleatorias. Las propiedades geotécnicas incluidas en el modelo son:

- Contenido de humedad
- Límites de Atterberg (límite líquido y límite plástico)
- Propiedades índice (índice de plasticidad e índice de liquidez)
- Peso específico
- Velocidad de onda de cortante

Se definen entonces los siguientes parámetros, en función de la profundidad, para cada una de las propiedades listadas: *valor esperado*, *varianza*, *límite mínimo* y *límite máximo*. Con estos parámetros se define una distribución de probabilidad normal truncada para cada propiedad. Esto permite simular estratigrafías en cada sitio de cálculo. La simulación de estratigrafías se realiza bajo tres preceptos fundamentales que se asumen ciertos:

1. Las formaciones geológicas superficiales son las que dan origen a los depósitos de suelo blando.
2. Materiales con el mismo origen geológico tienden a tener propiedades similares, que presentan variaciones importantes en la profundidad.
3. Las propiedades geotécnicas que caracterizan los suelos tienen incertidumbre. Esta incertidumbre puede ser cuantificada mediante análisis estadísticos sobre los datos de los suelos asociados a la misma formación geológica.

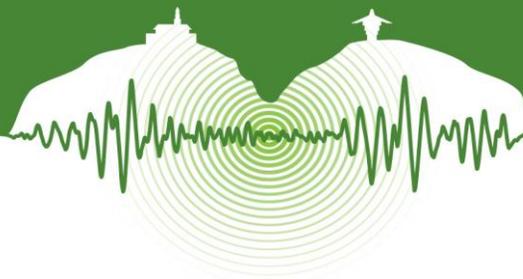
Dado que se definió que los suelos blandos de Manizales están asociados principalmente al depósito de caída piroclática (Bernal, 2014), se define un único tipo de suelo para la ciudad. Este tipo está descrito completamente por las características listadas anteriormente, las cuales se obtienen mediante un análisis estadístico sobre los datos disponibles en los sondeos existentes.

Las curvas de degradación del módulo de cortante y amortiguamiento para el suelo típico de Manizales fueron obtenidas del estudio Uniandes (2002), en el cual se definieron estas curvas como función del índice de liquidez, por ser esta una propiedad que correlaciona muy bien con las variaciones en amortiguamiento y módulo de corte para diferentes niveles de deformación cortante. Como modelo de degradación de rigidez y amortiguamiento para suelos granulares, se emplea el valor promedio de la relación propuesta por Seed e Idriss (1970)

3.4 Respuesta dinámica del suelo

El método más empleado en la actualidad es el modelo de respuesta lineal equivalente propuesto por Idriss y Seed (1968) y Seed e Idriss (1970). En este método se calcula la respuesta lineal del estrato de suelo usando un método de matriz propagadora y, por medio de un proceso iterativo, se ajustan las propiedades (rigidez a cortante y amortiguamiento) en función de modelos constitutivos de comportamiento no lineal del suelo.

Uno de los métodos de matriz propagadora más ampliamente usado es el desarrollado originalmente por Thompson (1950) y corregido por Haskell (1953). Ha sido empleado no sólo en evaluación de respuesta dinámica, sino en sismología en general, por estar enfocado al análisis de ondas superficiales (Rayleigh y Love) en medios estratificados. Este método (conocido en sismología como el método de Thompson-Haskell) es un caso especial del método de matriz propagadora introducido por Gilbert y Backus (1966). Conceptualmente el método de la matriz propagadora es muy simple. El medio verticalmente heterogéneo se reemplaza por una serie de capas de materiales homogéneos, con características mecánicas conocidas. El movimiento se propaga verticalmente mediante la combinación de las propiedades de todos los estratos en la matriz propagadora. Dado que se trata de operaciones matriciales simples, el método es computacionalmente muy eficiente. Detalles del método de la matriz propagadora pueden consultarse en Aki y Richards (2002).



4. GENERACIÓN DE SHAKEMAPS

Una vez calculada la respuesta dinámica en toda la ciudad tras la ocurrencia de un terremoto, dicha información se traduce a una serie de mapas que dan cuenta de la intensidad del movimiento fuerte en toda la ciudad. A mapas de este estilo se les conoce comúnmente como ShakeMaps (i.e. mapas de sacudida) y son de gran importancia en el contexto del desarrollo del SISMAN-LISA dado que son la base para poder establecer el nivel de intensidad de movimiento fuerte en la ubicación de cada una de las edificaciones de la ciudad.

El daño en las estructuras puede fácilmente asociarse a un parámetro único de movimiento fuerte, el cual no es más que una simplificación de la complejidad real del campo de aceleraciones incidente en una edificación. Para estimar el daño en edificaciones normalmente es suficiente contar con los siguientes parámetros de movimiento fuerte:

- Aceleración pico del terreno (PGA)
- Aceleraciones espectrales para varios periodos estructurales.

No obstante esta realidad, el sistema generará mapas de otras variables de interés en ingeniería sísmica, con el objetivo de generar la mayor cantidad de información posible para la completa caracterización del evento sísmico. Los parámetros adicionales a calcular son: Velocidad pico del terreno (PGV), Desplazamiento pico del terreno (PGD), Relación PGV/PGA, Aceleración RMS (Root-Mean Square), Velocidad RMS, Desplazamiento RMS, Intensidad de Arias, Intensidad característica, Densidad específica de energía, Velocidad absoluta acumulada, Intensidad del espectro de aceleración (ASI), Intensidad del espectro de velocidad (VSI), Intensidad de Housner, Duración total, Duración significativa, Periodo predominante, Periodo medio, Frecuencia media.

Empleando el procedimiento de interpolación espacial de Krigging, el sistema generará mapas raster de la distribución geográfica de cada uno de los parámetros de movimiento fuerte definidos anteriormente. Estos mapas son los Shakemaps que servirán de insumo para el cálculo de los daños esperados.

A modo de ejemplo, se presentan algunos Shakemaps calculados para la ciudad de Manizales, generados a partir de la respuesta dinámica en 1715 ubicaciones sintéticas en la ciudad ante el acelerograma registrado en la estación Bocatoma durante el sismo de Armenia de 1999. Es importante aclarar que dada la extensión geográfica de la ciudad, se asume que el movimiento en roca, el cual es registrado en la estación central de la red de acelerógrafos, es igual en todas las ubicaciones de roca de la ciudad en la base del depósito blando. La Figura 4 muestra los Shakemaps en términos de la aceleración máxima del terreno y aceleración espectral para 0.5 segundos de periodo estructural. Como se mencionó anteriormente, el procedimiento de cálculo es muy eficiente en términos computacionales. La generación de la respuesta dinámica completa en la ciudad de Manizales, bajo las condiciones ya mencionadas, demora solamente 20 segundos.

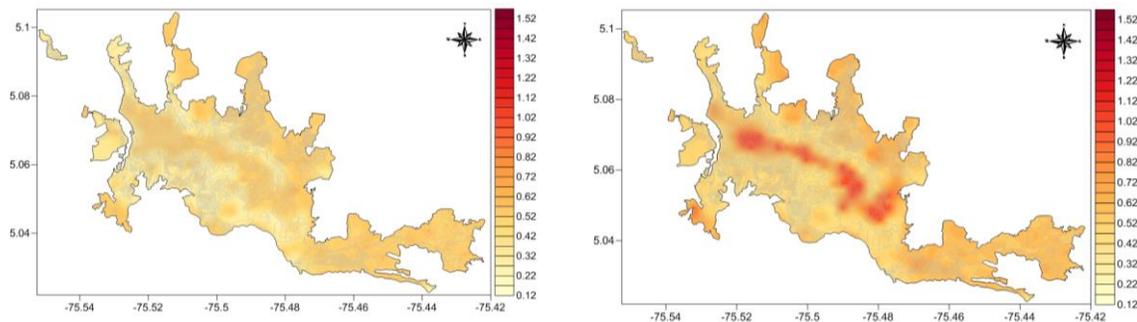


Figura 4: Mapas de amenaza sísmica a nivel de superficie del terreno. Aceleración espectral para $T = 0.0$ seg (izquierda) y $T = 0.5$ seg (derecha).

5. EVALUACIÓN DE DAÑOS Y CONSECUENCIAS

A partir de los Shakemaps para un evento en particular, el sistema evalúa los daños esperados en todas las edificaciones de la ciudad de Manizales, de manera que se cuente por parte de las autoridades e instituciones encargadas de la atención de la emergencia, con información de primera mano que indique los posibles lugares de mayor afectación en la ciudad.

5.1 Base de datos de edificaciones de Manizales

La base de datos que contiene la ubicación y demás características de las edificaciones de Manizales fue compilada por Gonzales (2014) y es usada en este trabajo como base para la evaluación de daños. Dicha base de datos cuenta con 85.816 edificaciones. En

El presente artículo hace parte de las memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica organizado por la Universidad de los Andes y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, Mayo de 2015.



la Figura 5 se presenta, de entre otras características relevantes, la distribución del número de pisos y el nivel socioeconómico de los predios de la ciudad.

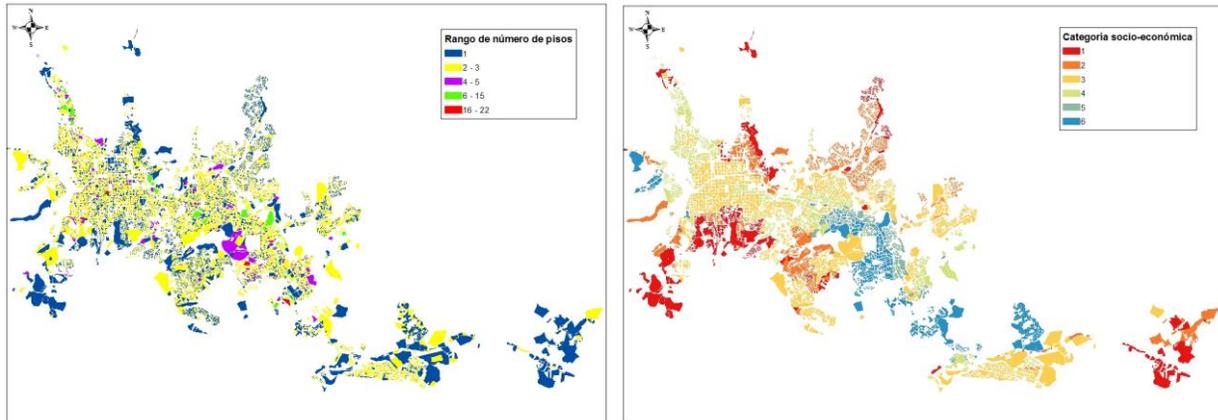


Figura 5: Mapas distribución de número de pisos (izquierda) y nivel socioeconómico (derecha) (Tomado de Gonzales, 2014).

5.2 Vulnerabilidad sísmica de edificaciones

El daño esperado en las edificaciones de Manizales se calcula por medio de funciones de vulnerabilidad sísmica. La vulnerabilidad, la cual es una característica intrínseca de los elementos expuestos, caracteriza el comportamiento de una construcción durante la ocurrencia de un sismo. Las curvas de vulnerabilidad relacionan los momentos de probabilidad (valor esperado y varianza) de la pérdida en el elemento expuesto, como función de la intensidad de movimiento fuerte que ocurra en su ubicación

Las funciones de vulnerabilidad definen la distribución de probabilidad de la pérdida (p) como función de la intensidad producida durante un sismo específico, es decir, condicional a la ocurrencia de un nivel de intensidad (s) en la ubicación del elemento expuesto. La pérdida p generalmente se entiende como la pérdida relativa al valor de reposición del elemento expuesto. La Tabla 1 muestra una descripción general de los diferentes sistemas constructivos incluidos en la base de edificaciones. La Figura 6 muestra algunas funciones de vulnerabilidad de sistemas seleccionados de los listados en la Tabla 1, en términos de sus funciones de valor esperado y desviación estándar de la pérdida, para la intensidad de movimiento fuerte correspondiente.

Tabla 1: Sistemas estructurales de edificaciones en Manizales

Código	Sistema estructural	Diafragma	Cubierta	Fachada	Altura
S_MS-SLSB-1	Mampostería simple	Sin diafragma	Ligera	Frágil sin dilatar	Bajo
S_MS-RLSB-2	Mampostería simple	Diafragma rígido	Ligera	Frágil sin dilatar	Bajo
S_CP-SLSB-1	Concreto prefabricado	Sin diafragma	Ligera	Frágil sin dilatar	Bajo
S_CP-FLSB-2	Concreto prefabricado	Diafragma flexible	Ligera	Frágil sin dilatar	Bajo
S_PAA-SLSB-B	Pórticos en acero arriostrados	Sin diafragma	Ligera	Frágil sin dilatar	Medio
S_A-SLSB-1	Bahareque	Sin diafragma	Ligera	Frágil sin dilatar	Bajo
S_A-FPSB-2	Bahareque	Diafragma flexible	Pesada	Frágil sin dilatar	Bajo
S_PCR-RLSB-2	Pórticos en concreto resistentes a momentos	Diafragma rígido	Ligera	Frágil sin dilatar	Bajo
S_PCM-RCSB-5	Pórticos y muros en concreto	Diafragma rígido	Concreto	Frágil sin dilatar	Alto
S_PCL-RCSB-2	Pórticos en concreto, losa-columna	Diafragma rígido	Concreto	Frágil sin dilatar	Bajo

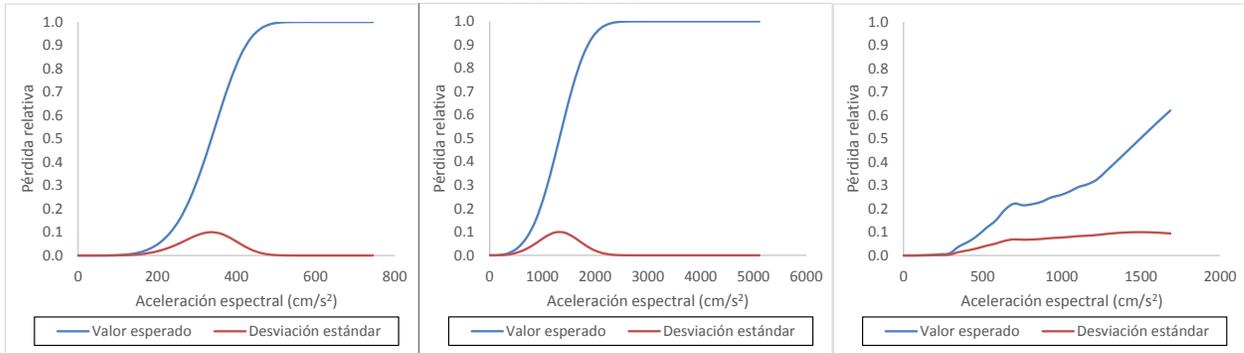
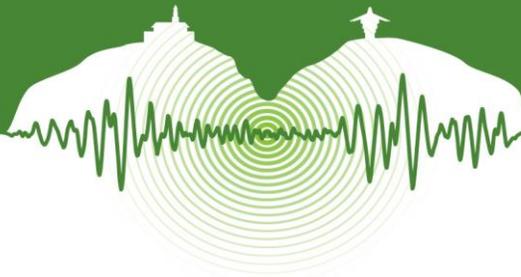


Figura 6: Funciones de vulnerabilidad para los sistemas S_MS-SLSB-1, S_CP-FLSB-2 y S_PCR-RLSB-2.

5.3 Probabilidad de colapso

El daño en edificaciones se caracteriza comúnmente mediante curvas de fragilidad. Estas las curvas permiten establecer la probabilidad de una edificación se encuentren en un estado de daño específico. Típicamente se clasifican los estados de daño como: Leve, Moderado, Alto y Colapso. Los estados de daño en las funciones de fragilidad son útiles para caracterizar estados físicos en una estructura. Estos son por ende cualitativos y descriptivos del estado de una estructura. Estas curvas guardan una relación matemática directa con las funciones de vulnerabilidad. Supóngase que se tienen N estados de daño (ds) identificados para un sistema estructural. Para cada estado de daño, un valor de pérdida (p) debe ser asignado (como pérdida relativa al valor de la edificación). En otras palabras, cuando la estructura llegue al estado de daño ds_i , su propietario deberá pagar un costo de reparación p_i . Así pues, los momentos de probabilidad (valor esperado y varianza) de la pérdida en la edificación (curva de vulnerabilidad) se pueden determinar en función de los estados de daño (curva de fragilidad) como:

$$E(p | s) = \sum_{i=1}^N p_i \Pr(DS = ds_i | s) \quad (1)$$

$$\sigma^2(p | s) = \sum_{i=1}^N (p_i - E(p | s))^2 \Pr(DS = ds_i | s) \quad (2)$$

Tomando ventaja de esta relación matemática, puede obtenerse la probabilidad de que una edificación esté en un estado de daño cualquiera (es decir, supere una pérdida p asociada a ese estado de daño) a partir de las curvas de vulnerabilidad como (en términos de pérdida relativa). Si se define p como la pérdida asociada al colapso, entonces la probabilidad de colapso puede obtenerse como:

$$\Pr(P > p) = \int_p^1 f(p | s) dp \quad (3)$$

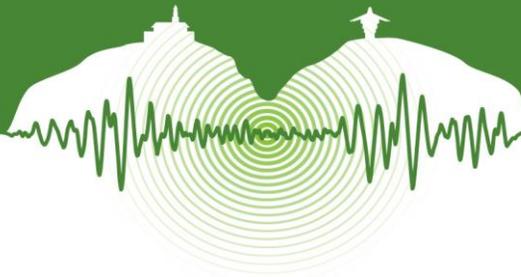
5.4 Estimación de víctimas mortales

El primer paso para estimar las víctimas probables ante la ocurrencia de un sismo es calcular el daño de cada estructura. Para ello se deberá tomar en cuenta la intensidad sísmica y las características de vulnerabilidad. Una vez que se estima el daño se puede asociar este a una cierta probabilidad de colapso (PC). El número de víctimas, NV_i , para el edificio i se puede calcular como:

$$NV_i = Ocupantes \times Atrapados \times Fatalidad \times PC \quad (4)$$

En donde *Ocupantes* es el número total de personas que están presentes en el edificio i ; este dato se calcula para cada uno de los escenarios de ocupación (día y noche), *Atrapados* es el porcentaje de ocupantes del edificio que quedan atrapados con vida debajo de los escombros de la edificación, este factor depende del tipo estructural, *Fatalidad* es la relación porcentual del número estimado de atrapados que eventualmente mueren por el colapso o los daños en la edificación y PC es la probabilidad de colapso de la edificación. Es importante notar que se asumen las siguientes hipótesis para el cálculo de víctimas mortales tras la ocurrencia de un evento sísmico:

- No habrá incendios que aumenten el número de víctimas.
- El clima será templado, sin heladas ni calores excesivos que aumenten el número de víctimas.
- Las labores de emergencia no se verán rebasadas y que siempre habrá atención inmediata y hospitales suficientes.
- No se consideran muertos por causas de pánico ni muertos por impacto de los contenidos de las edificaciones.



6. MAPAS DE DAÑO

A partir de las evaluaciones de intensidad de movimiento fuerte y daños en las edificaciones de Manizales, el SISMAN-LISA genera una serie de mapas vectoriales temáticos con la información calculada en términos de daños y afectación, edificio por edificio. La Figura 7 muestra mapas de acercamiento a diferentes comunas en la ciudad con la distribución de daños para un sismo hipotético. En resumen, el sistema genera los siguientes mapas: Mapa de la Relación Media de Daño, Mapa de la probabilidad de colapso de las edificaciones, Mapa de número probable de víctimas mortales, Mapas de número probable de heridos, Mapa de número probable de atrapados.

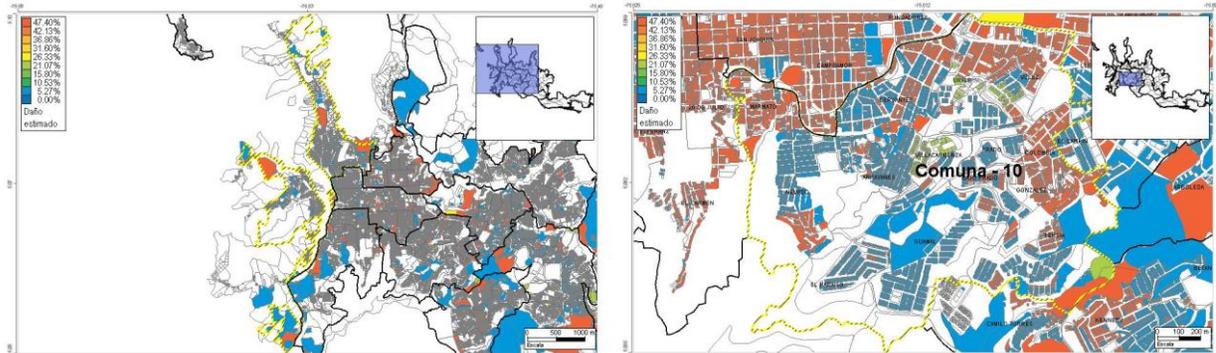


Figura 7: Mapa de distribución de daños en Manizales ante un sismo hipotético. Zoom a la Comuna 1 – Chipre (izquierda) y a la Comuna 10 – El Nevado (derecha).

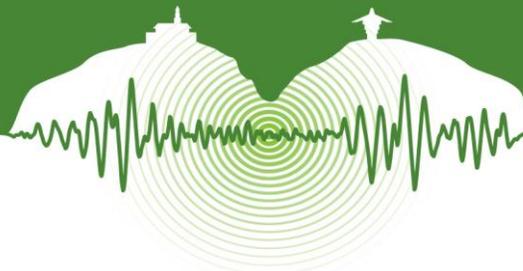
CONCLUSIONES

La plataforma SISMan-LISA constituye un caso único en Colombia de generación de información acerca de las posibles consecuencias de un terremoto, justo después de la ocurrencia del mismo. Si bien la versión inicial del SISMan-LISA ya cumplía con el objetivo de brindar información orientadora a la atención de una emergencia sísmica, la versión actualizada acá presentada incluye mejoras que llevan al sistema al estado del conocimiento y mejoran significativamente la confiabilidad de las estimaciones.

SISMan-LISA debe verse no como una plataforma rígida, sino como un sistema flexible el cual puede actualizarse en la medida que se tenga más y mejor información. Esto debido a que todas las capas de información y datos que alimentan el sistema son reemplazables por versiones actualizadas de los mismos. Esto convite a SISMan-LISA en un instrumento vivo capaz de beneficiarse de los avances en la ciencia y técnica de la ingeniería sísmica.

REFERENCIAS

- Bernal, G. 2014. Armonización de la Microzonificación Sísmica de Manizales. Reporte de consultoría preparado para la Universidad Nacional de Colombia en el marco del Convenio Interinstitucional Gestión del Riesgo en Manizales con la Corporación Autónoma Regional de Caldas – CORPOCALDAS.
- Bernal, G. 2012. Strong Motion Analyst. Programa para el procesamiento de información sísmológica.
- Bernal, G. 2013. Seismic Microzonation Studio. Programa para la modelación tridimensional de entornos geológicos con fines de evaluación de respuesta sísmica de suelos.
- Gonzalez, D. 2014. Base de datos de predios de Manizales. Reporte de consultoría preparado para la Universidad Nacional de Colombia en el marco del Convenio Interinstitucional Gestión del Riesgo en Manizales con la Corporación Autónoma Regional de Caldas – CORPOCALDAS.
- Haskell, N.A. (1953). The Dispersion of Surface Waves in Multilayered Media. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol 43, pp. 17-34
- NSR-10. 2010. *Normas Colombianas de diseño y Construcción Sismo-resistente*. Ministerio de Vivienda. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- Salgado, M., Bernal, G., Yamín, L., y Cardona, O. (2010). Evaluación de la amenaza sísmica de Colombia. Actualización y uso en las nuevas normas colombianas de diseño sismo resistente NSR-10. *Rev. de Ing*, N° 32, pp. 28-37.
- Thompson, W.T. 1950. Transmission of Elastic Waves through a Stratified Solid. *Journal of Applied Physics*, Vol 21, pp. 89-93
- Universidad de los Andes. 2002. Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Manizales. Centro de Investigación en Materiales y Obras Civiles – CIMOC. Centro de Estudios sobre Desastres y Riesgos – CEDERI.



Propuesta de adaptación del ASCE/SEI 31 y ASCE/SEI 41 para la evaluación y reforzamiento sísmico de edificaciones existentes en Colombia– comparación con el NSR-10

Proposal for the adaptation of ASCE/SEI-31 and ASCE/SEI 41 for seismic evaluation and retrofitting of existing buildings in Colombia – compared to the NSR -10

Paulo Marcelo López¹, Pedro Nel Quiroga², Nancy Torres³

¹Profesor, Escuela Colombiana de Ingeniería, Bogotá, Colombia

²Profesor Asociado, Escuela Colombiana de Ingeniería, Bogotá, Colombia

³Profesor Asociado, Escuela Colombiana de Ingeniería, Bogotá, Colombia

RESUMEN

El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10, es esencialmente un código de diseño y construcción de edificaciones nuevas, aunque contiene algunas secciones dedicadas a la evaluación y reforzamiento de edificaciones diseñadas y construidas antes de la vigencia del reglamento. Existen otras metodologías desarrolladas específicamente para la evaluación y reforzamiento sísmico de edificaciones, como la ASCE/SEI 31 “evaluación sísmica de edificaciones existentes” y la ASCE/SEI 41 “rehabilitación sísmica de edificaciones existentes”, cuyo uso es aceptado por el NSR-10 y que tienen ventajas respecto a códigos de diseño para la evaluación de la vulnerabilidad y el reforzamiento de edificios entre las que se puede señalar que no adoptan un valor único global de capacidad de disipación de energía para toda la estructura sino que consideran un valor para cada elemento dependiendo de si su comportamiento es frágil o dúctil, así como de su capacidad de deformación y permiten el análisis de materiales o sistemas constructivos que ya no se usan hoy en día y que no se contemplan en los códigos de diseño. En este artículo, en que se presentan las principales características de las metodologías mencionadas y sus diferencias con la del NSR-10. Es el resultado de dos tesis de maestría en la Escuela Colombiana de Ingeniería, en las cuales se hicieron adaptaciones de los documentos ASCE/SEI 31 y ASCE/SEI 41, con el propósito de someterlas a consideración de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS, como un borrador inicial para el desarrollo de un documento nacional.

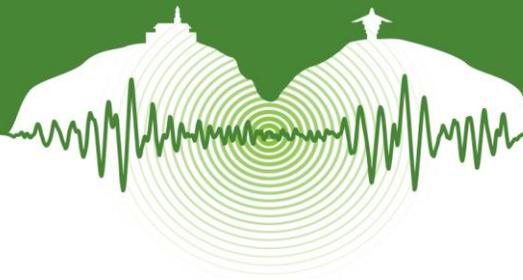
Palabras claves: Evaluación Sísmica, Rehabilitación Sísmica, Vulnerabilidad Sísmica, Edificaciones Existentes.

ABSTRACT

Colombian Seismic Design and Construction Code, NSR-10, is essentially a code intended for new buildings, although it contains some sections on evaluation and retrofitting of buildings designed and built before the effective date of the regulation. There are other methodologies developed specifically for the evaluation and seismic retrofit of buildings, such as the ASCE / SEI 31 "seismic evaluation of existing buildings" and ASCE / SEI 41 "seismic rehabilitation of existing buildings, whose use is allowed by the NSR-10 and that have several advantages over design codes for vulnerability assessment and for vulnerability assessment and retrofitting of buildings among which may signal that not adopt a global unique value of energy dissipation for the full structure but has consider a value for each element depending on whether their behavior is brittle or ductile, as well as the deformation capacity and allow analysis of materials and construction systems that are no longer used today and are not covered by the design codes. In this paper, the main characteristics of the methodologies mentioned and their differences with the NSR-10 are presented. Is the result of two master thesis at La Escuela Colombiana de Ingeniería which purpose was to make an adaptation of ASCE/SEI 31 and ASCE/SEI 41 in order for AIS (Colombian Association of Seismic Engineering) to consider the possibility of using it as a first draft to develop a Colombian document.

Keywords: Seismic Evaluation, Seismic Rehabilitation, Seismic Vulnerability, Existing Buildings.

¹ paulo.lopez@escuelaing.edu.co



1 INTRODUCCIÓN

La metodología de evaluación e intervención de construcciones existentes se estipula en el capítulo A.10 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente -NSR-10-, el procedimiento consiste en evaluar la demanda y la capacidad de la estructura, comparando por un lado las solicitaciones equivalentes del reglamento contra la resistencia efectiva de la estructura y por otro lado las deflexiones verticales y las derivas de piso obtenidas contra los desplazamientos permitidos.

El NSR-10 da la posibilidad de realizar los estudios de evaluación y rehabilitación sísmica empleando metodologías alternas como: “Seismic Evaluation of Existing Buildings” -ASCE/SEI 31-03- y “Seismic Rehabilitation of Existing buildings” -ASCE/SEI 41-06-, de la American Society of Civil Engineers.

Las metodologías ASCE 31 y 41 tienen en cuenta en su revisión los requisitos de resistencia, rigidez, configuración estructural y los detalles básicos de ductilidad. Para el caso de la evaluación sísmica se establece un proceso de tres fases de complejidad progresiva para encontrar de manera ordenada las posibles deficiencias de la edificación. Y para la rehabilitación sísmica tiene como objeto mejorar el desempeño sísmico corrigiendo las deficiencias identificadas en la evaluación sísmica de la edificación. Igualmente, tienen en cuenta diversos tipos de construcción de materiales como madera, acero estructural, concreto armado, mampostería e incluye elementos prefabricados.

Con la aplicación de estas metodologías alternas, es posible determinar si la edificación cumple o no con el objetivo de desempeño seleccionado y determinar de esta manera si la estructura requiere de una intervención para corregir sus deficiencias.

El objeto de este artículo es comparar las metodologías ASCE 31-03 y 41-06 con la metodología NSR-10 para la evaluación y rehabilitación sísmica para identificar los componentes principales para que en un futuro sean tenidos en cuenta dentro del reglamento colombiano.

2 COMPARACIÓN DE LA METODOLOGÍA ASCE/SEI 31-03 Y 41-06 PARA LA EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICACIONES EXISTENTES EN COLOMBIA– COMPARACIÓN CON LA NSR-10.

2.1 Generalidades

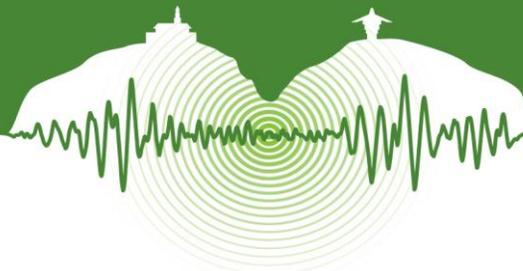
Las metodologías ASCE/SEI 31-03 y 41-06 se fundamentan en el diseño basado en el desempeño sísmico, consiste en la selección de esquemas de evaluación apropiados que permitan el dimensionado y detalle de los componentes estructurales, no estructurales y contenidos, de manera que, para unos niveles de movimiento del terreno determinados y con ciertos niveles de fiabilidad, los daños en la estructura no deberán superar ciertos estados límites (Bertero, 2000).

El tipo de sismo de diseño está en función de la probabilidad de excedencia o periodo de retorno así: el primero tiene el 50% de probabilidad de ser excedido en 50 años (periodo de retorno de 72 años), el segundo probabilidad del 20% de ser excedido en 50 años (periodo de retorno de 225 años), el tercero llamado BSE-1 el cual tiene la probabilidad del 10 % de ser excedido en 50 años (periodo de retorno de 474 años) y el ultimo denominado BSE-2, el cual tiene una probabilidad del 2% de ser excedido en 50 años (periodo de retorno de 2475 años) (ASCE 41-06, 2007).

El nivel de desempeño se refiere a los daños esperados de una edificación conforme al sismo utilizado, el informe del comité Visión 2000 de la Asociación de Ingenieros estructurales de California (SEAOC), definió los siguientes niveles de desempeño:

Operacional (O): se esperan daños mínimos por lo que la edificación permanece apta para su uso normal, no hay deflexiones permanentes y la estructura mantiene su resistencia y rigidez inicial.

Ocupación Inmediata (IO): se pronostica poco daño tanto de los elementos estructurales como de los no estructurales, no hay deflexiones permanentes, se requerirá de algunas reparaciones menores, pero las partes críticas de la edificación son habitables. La estructura mantiene la mayor parte de su resistencia y rigidez inicial.



Preservación de la Vida (LS): Los daños de la estructura son importantes pero se mantiene un margen contra el colapso estructural, ya sea parcial o total, pueden producirse lesiones, pero se espera que el riesgo total de amenaza para la vida como resultado de un daño estructural sea bajo. Aunque la estructura dañada no es un riesgo inminente de colapso, sería prudente para implementar las reparaciones estructurales, instalar arriostramientos temporales antes de volver a ocupar el edificio.

Prevención del Colapso (CP): los daños son tan importantes que el edificio está en el borde de un colapso parcial o total. Se ha producido un daño sustancial a la estructura, incluyendo la degradación significativa en la rigidez y la resistencia del sistema de resistencia de fuerza lateral, grandes deformaciones permanente laterales de la estructura, y (en un grado limitado) la degradación de la capacidad de transporte de carga vertical. Sin embargo, todos los componentes importantes del sistema de resistencia de carga vertical seguir transportando las cargas. Existe riesgo significativo de lesiones debido a los peligros de la caída de escombros. La estructura puede no ser posible repararla y no es seguro volver a ocuparla (Portland Public Schools -KPFF Project No. 209193) (2009).

En la figura 1 se ilustra el daño esperado de la edificación para los niveles de desempeño:

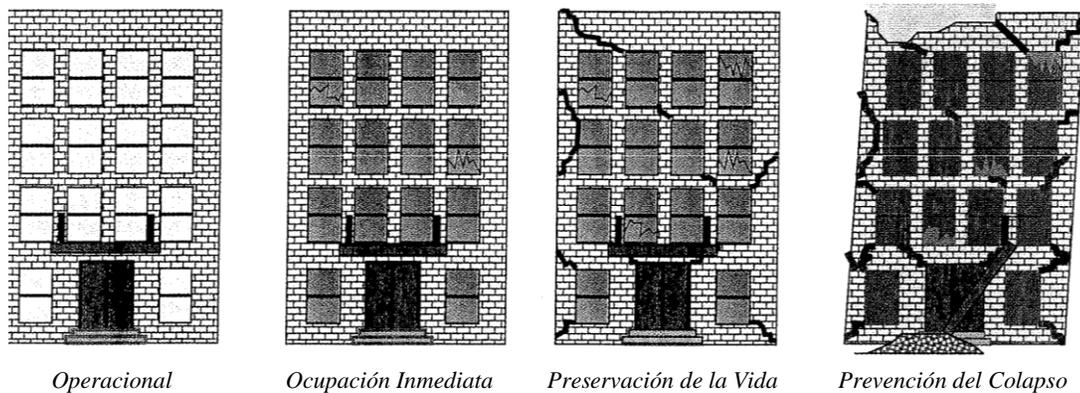


Figura 1: Niveles de desempeño de la edificación (Portland Public School, 2009).

El NSR-10 no hace referencia directamente a niveles de desempeño, pero los utiliza implícitamente mediante el coeficiente de importancia (I), que tiene como objeto amplificar la aceleración espectral (S_a) para contar con fuerzas sísmicas más grandes. El coeficiente I está en función del uso de la edificación, el NSR-10 define cuatro grupos de uso: indispensables (IV), de atención a la comunidad (III), ocupación especial (II) y ocupación normal (I). La aplicación del coeficiente I pretende llevar a las edificaciones de uso indispensable al nivel de desempeño de ocupación inmediata, y las de ocupación normal al nivel de desempeño de preservación de la vida.

2.2 ASCE/SEI 31-03 – “evaluación sísmica de edificaciones existentes”

El propósito de esta norma es dar una guía a los diseñadores estructurales que efectúan la evaluación para que determinen si un edificio está adecuadamente diseñado y construido para resistir las fuerzas sísmicas, en ese sentido se determina la vulnerabilidad sísmica de una edificación existente a través de 3 fases de evaluación de orden progresivo. La metodología aplica para los niveles de desempeño de la edificación de ocupación inmediata (IO) y preservación de la vida (LS).

La edificación objeto de evaluación se debe clasificar dentro de una de las 15 tipologías constructivas que se define para materiales de madera, acero estructural, concreto armado y mampostería.

2.2.1 Fase I – evaluación simplificada-

Esta fase consiste en tres grupos de listas de verificación que permiten una evaluación rápida de los elementos estructurales y no estructurales de la edificación así como de las condiciones del sitio. El propósito de esta fase es identificar rápidamente edificios que cumplen con los requisitos o por el contrario deficiencias potenciales de otros edificios. El nivel de análisis es mínimo y muchos cálculos se pueden hacer de forma aproximada y rápida.



Una vez clasificada la edificación, la ASCE 31-03 menciona que se deben completar unas listas de verificación de los diferentes componentes de la edificación, tal como se indica en la tabla 1. Además hay una categoría llamada “zona de amenaza sísmica baja” que se emplea para las edificaciones que se encuentran en esas zonas.

Tabla 1: Listas de verificación (ASCE 31-03)

Zona de Amenaza Sísmica	Nivel de Desempeño	Lista de Zona de amenaza sísmica baja	Lista Estructural básica	Lista Estructural complementaria	Lista Cimentaciones y Sitios de Riesgo Geológico	Lista No estructural básica	Lista No estructural intermedia	Lista No estructural complementaria
Baja	LS	▶						
	IO		▶		▶	▶		
Moderada	LS		▶		▶	▶		
	IO		▶	▶	▶	▶	▶	
Alta	LS		▶	▶	▶	▶	▶	
	IO		▶	▶	▶	▶	▶	▶

Las listas de verificación familiarizan a los diseñadores con la edificación y sus posibles deficiencias y su comportamiento sísmico. Por ejemplo, la lista de verificación estructural contiene los siguientes puntos a evaluar:

- Sistema de construcción: verificación de la geometría, discontinuidades, irregularidades (torsión –piso débil – flexible).
- Sistema de resistencia de fuerza lateral: comprobaciones de esfuerzo cortante y axial.
- Conexiones: verificación de los detalles de las uniones o conexiones.

La lista de verificación de los elementos no estructurales incluye: particiones, cielos rasos, accesorios de iluminación, acristalamientos, enchapes, parapetos, cornisas, chimeneas, escaleras, equipo eléctrico y mecánicos, tuberías, almacenamiento de materiales peligrosos, ascensores y equipamiento de la edificación (archivadores).

Para el análisis del sistema de resistencia lateral, utiliza el seudo cortante lateral que representa la fuerza que se requiere en un análisis estático lineal para imponer la deformación real esperada de la estructura en su estado de fluencia para el sismo de diseño. En función de este parámetro se comprueba la resistencia y rigidez de la edificación utilizando ecuaciones aproximadas, entre las que se destacan: deriva de piso de pórticos a momento, esfuerzo cortante en columnas de pórtico de concreto, esfuerzo cortante en muros, arriostramiento diagonal, conexiones de prefabricados, fuerza axial debido al volcamiento, fuerzas de conexión del diafragma flexible y elementos presforzados.

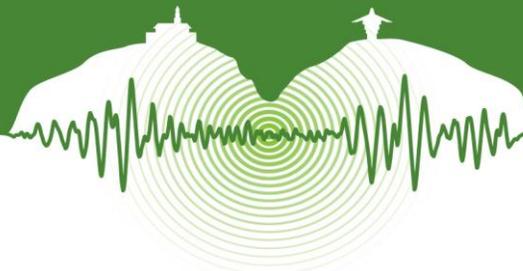
Después de la finalización de las listas de verificación, se debe consolidar un reporte que contenga las deficiencias de los puntos que no cumplieron de acuerdo a los criterios de aceptación estipulados.

2.2.2 Fase II –evaluación-

Se presentan dos opciones para realizar la evaluación en esta fase: solo para los elementos que presentaron deficiencias en la fase I o para toda la edificación. Los métodos de análisis sísmico que se pueden emplear son: el estático lineal, dinámico lineal, método especial para muros portantes de mampostería no reforzada con diafragmas flexibles o método para elementos no estructurales.

Los métodos lineales dan una idea aproximada del comportamiento no lineal de la estructura pero ignoran la redistribución de esfuerzos en el campo plástico y otros efectos no lineales. Los métodos dinámicos se basan en el uso de valores reales de aceleración espectral resultante de los propios espectros de respuesta y no se reduce por el coeficiente de disipación de energía.

Los criterios de aceptación esta basados en confrontar las acciones de cada elemento, que pueden ser de dos tipos: controladas por deformación (elementos dúctiles) o por fuerza (elementos frágiles).



Para las acciones controladas por deformación (ejemplo flexión en vigas):

$$Q_{CE} \geq Q_{UD} / m \quad (1)$$

Q_{CE} = Resistencia esperada

Q_{UD} = Acciones de cargas gravitacionales y cargas sísmicas

$Q_{CE} = 1.25 R_n$

Para las acciones controladas por fuerza (ejemplo cortante en vigas):

$$Q_{CN} \geq Q_{UF} \quad (2)$$

Q_{CN} = Resistencia nominal

Q_{UF} = Acciones de cargas gravitacionales y cargas sísmicas

Para limitar la capacidad de ductilidad de los elementos controlados por deformación se utiliza unos factores de modificación m , porque con el cálculo del pseudo cortante basal, la estructura experimenta esfuerzos mayores a los que realmente desarrollaría, por lo tanto los factores m reducen la capacidad para la respuesta no lineal. Se establecen para cada tipo de elemento a lo largo de la estructura y material al contrario que el factor de disipación de energía R de los códigos de construcciones nuevas, lo cual es conveniente en evaluación y reforzamiento porque la ductilidad no es uniforme sino que varía entre los diversos elementos o incluso en distintos puntos de un elemento o para diferentes acciones en una sección dada de un elemento.

Algunas de las ecuaciones aproximadas de la fase I para la resistencia y rigidez están en función de un factor de modificación m , pero difieren de los estipulados en la fase II y también representan la limitación de la ductilidad.

2.2.3 Fase III –evaluación detallada-

Se puede realizar la evaluación solo de los elementos que presentaron deficiencias en las evaluaciones de fase I o II, o en su defecto para toda la edificación. El diseñador tendrá el juicio de realizar una evaluación más detallada cuando encuentre que las evaluaciones de la fase I y II son conservadoras (debido a los factores simplificadores que usan) y habría una ventaja económica u de otro tipo respecto a una evaluación más detallada.

Se debe tener un cuidado especial en la aplicación de los procedimientos disponibles para realizar una evaluación detallada porque se utilizan disposiciones que no están hechas para la evaluación sísmica como las del ASCE 41-06 o del ATC-40 que son normas para el diseño de la rehabilitación sísmica. Además se puede emplear métodos de análisis sísmico no lineal.

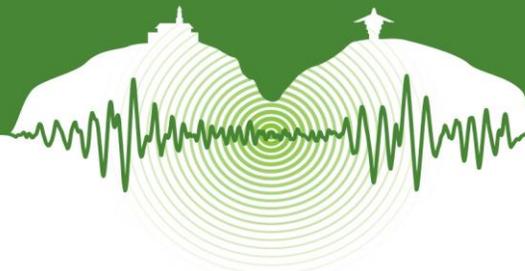
Los niveles de fuerza se reducen por un factor de 0.75 por las siguientes razones: (a) la resistencia real de los elementos será mayor que la utilizada en la evaluación, (b) en un edificio existente no es necesario tener el mismo nivel de factor de seguridad como un edificio nuevo porque la vida útil puede ser inferior.

2.3 ASCE/SEI 41-06 – “rehabilitación sísmica de edificaciones existentes”

El propósito de esta norma es servir como una herramienta a los diseñadores estructurales para que realicen la rehabilitación sísmica de una edificación empleando técnicas para incrementar la resistencia y la ductilidad, así como para disminuir la demanda sísmica mediante dispositivos de aislamiento en la base o amortiguadores. No tiene en cuenta las reparaciones de edificios averiados por un sismo pero presenta las referencias bibliográficas donde se puede obtener dicha información.

Este documento también se puede emplear para la evaluación sísmica fase III del ASCE 31-03 indicando que puede ser más estricta que el uso de otras metodologías porque las provisiones han sido calibradas para la aplicación en el diseño.

Los métodos de análisis que se pueden utilizar son: lineal estático, lineal dinámico, estático no lineal y dinámico no lineal. Los métodos no lineales representan una respuesta más precisa por lo que tienen límites admisibles menos conservadores en la respuesta del edificio que los lineales.



Esta norma define diferentes niveles de desempeño, para diferentes niveles de excitación sísmica con el cual es posible determinar el nivel de daño esperado en la estructura. Estos niveles de desempeño están asociados no solo al desempeño de la estructura sino también al de los elementos no estructurales, por lo cual el ingeniero diseñador es motivado a estudiar todos los componentes de la edificación. El proceso de rehabilitación consta de 6 etapas:

2.3.1 Consideraciones iniciales

Se deben revisar las características estructurales, amenaza sísmica del sitio, resultados de evaluaciones anteriores, uso u ocupación, situación histórica, consideraciones económicas, problemas sociales y requerimientos de la jurisdicción local.

2.3.2 Seleccionar el objetivo de rehabilitación

Se debe seleccionar un objetivo de rehabilitación que se compone de una o más metas de reforzamiento y está en función de un nivel de desempeño objetivo y del nivel de amenaza sísmica (sismo de diseño)

El nivel de desempeño objetivo de la edificación es la combinación del nivel de desempeño estructural y no estructural, de las que pueden resultar 30 combinaciones, pero se consideran 18 como se muestra en la Tabla 2.

Nivel de desempeño Estructural consta de 4 niveles y dos rangos intermedios: Ocupación inmediata (**S-1**), Rango de control de daño (**S-2**), Preservación de la vida (**S-3**), Rango Seguridad limitada (**S-4**), Prevención del colapso (**S-5**) y No considerado (**S-6**).

Nivel de desempeño no estructural (5 niveles): Operacional (**N-A**), Ocupación inmediata (**N-B**), Preservación de la vida (**N-C**), Amenaza reducida (**N-D**) y No considerado (**N-E**).

Tabla 2: Niveles de Comportamiento de la Edificación (ASCE 41-06)

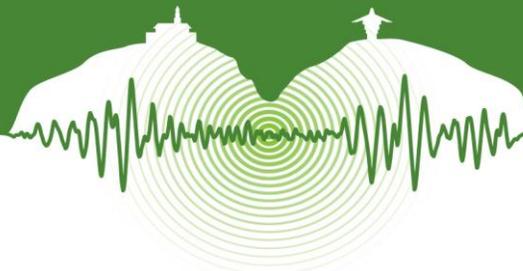
	S-1	S-2	S-3	S-4	S-5	S-6
N-A	1-A OPERACIONAL	2-A	N .R	N .R	N .R	N .R
N-B	1-B OPER. INMEDIATA	2-B	3-B	N .R	N .R	N .R
N-C	1-C	2-C	3-C PRESERV. VIDA	4-C	5-C	6-C
N-D	N .R	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
N-E	N .R	N .R	N .R	4-E	5-E PREV. COLAPSO	N .R

N.R: no considerado

Las combinaciones que tienen la mayor probabilidad de ser seleccionadas son: Operacional (**1-A**), Ocupación inmediata (**1-B**), Preservación de la vida (**3-C**) y Prevención del colapso (**5-E**).

Para desempeños de la edificación más altos se obtienen menores pérdidas pero son muy costosos. Es el caso del nivel de desempeño de la edificación operacional y ocupación inmediata.

Una vez escogido el nivel de desempeño de la edificación (objetivo) se combina como el nivel de amenaza sísmica (sismo de diseño) para obtener el objetivo de rehabilitación (ver Tabla 3). Es de anotar, que no todas las combinaciones constituyen objetivos



de rehabilitación razonable o de costo – beneficio. En la matriz de la Tabla 3 las celdas k y p se corresponden al objetivo básico de seguridad (BSO) el cual pretende alcanzar dos objetivos de rehabilitación: el nivel de desempeño de preservación de la vida para el nivel de amenaza Sísmica BSE-1 y el nivel de desempeño de prevención del colapso para BSE-2. A los objetos de rehabilitación superiores a los de BSO se le denomina objetivos de rehabilitación mejorados y a lo contrario objetivos de rehabilitación limitada.

Tabla 3: Rango de los objetivos de rehabilitación (ASCE 41-06)

Nivel de amenaza sísmica	Operacional	Ocupación Inmediata	Preservación de la Vida	Prevención del Colapso
50%/50 años	a	b	c	d
20%/50 años	e	f	g	h
BSE-1 (10%/50 años)	i	j	k	l
BSE-2 (2%/50 años)	m	n	o	p

2.3.3 Obtener información de cómo el edificio fue construido

Se debe revisar la documentación existente del edificio como la configuración del edificio, información geotécnica, amenazas de edificaciones adyacentes, y para tener en cuenta la incertidumbre de la recolección de datos de cómo fue construido se establece un factor de conocimiento (k).

2.3.4 Seleccionar método de rehabilitación

Existen dos métodos de rehabilitación: el simplificado y sistemático, el primero es para objetivos de rehabilitación limitados y el segundo puede ser aplicable a cualquier edificación donde debe seleccionarse la estrategia de rehabilitación y el procedimientos de análisis.

2.3.5 Realizar el diseño de la rehabilitación

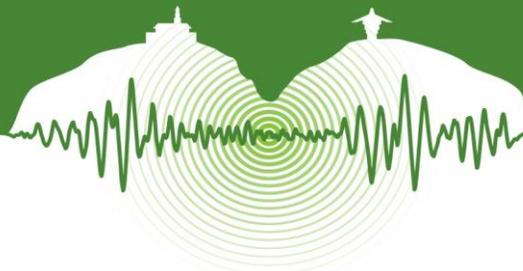
Para el método simplificado se aplican los requerimientos de ASCE 31-03. Para el sistemático se debe realizar un modelo matemático para la rigidez y resistencia, se obtiene la evaluación de la respuesta de fuerzas y deformación, el tamaño de los elementos y conexiones. El diseño de rehabilitación está basado en las medidas que se indican para cada material y sistema estructural.

2.3.6 Verificar el diseño de la rehabilitación

Para el método simplificado se debe realizar otro proceso de evaluación para verificar si las medidas de rehabilitación tomadas eliminan las deficiencias y no se crean nuevas.

Para el método sistemático de deben aplicar los criterios de aceptación de acuerdo al procedimiento de análisis, por ejemplo para métodos lineales se confrontan las acciones controladas por deformación o fuerza afectadas por el factor de conocimiento k y el factor de limitación de la ductilidad m . Para métodos no lineales se evalúan de acuerdo a las curvas idealizadas de fuerza - deformación en función de la clasificación del elemento (primario o secundario) y del nivel de desempeño de la edificación.

Por último, si el desempeño obtenido cumple con el seleccionado entonces el diseño se da por aceptado, de lo contrario el diseño deberá ser revisado mediante un proceso iterativo hasta cumplir con el desempeño esperado. En algunos casos no es factible económicamente cumplir con el objetivo seleccionado, por lo cual se deben tomar decisiones respecto a reevaluar el objetivo planteado o tomar otro tipo de decisión como demoler la edificación o realizar otro tipo de intervención.



2.4 NSR-10 - Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente- Capítulo A-10 Evaluación e intervención de edificaciones construidas antes de la vigencia de la presente versión del reglamento

El propósito de este reglamento es aplicar los requisitos del capítulo A-10 a la evaluación del comportamiento sísmico y al diseño de la intervención, reparación o refuerzo de las edificaciones existentes.

El sismo de diseño considerado es BSE -1 (10% /50 años). También da la opción de emplear el sismo de 20% / 50 años para el rango de desempeño de seguridad limitada, en el caso de una rehabilitación sísmica o para revisar los movimientos sísmicos de umbral de daño de los grupos de III - IV, con la finalidad de asegurar la operatividad de la edificación en el rango elástico después de ocurrir el sismo de diseño.

Los métodos de análisis sísmicos son el estático lineal o dinámico lineal pero con limitaciones. Sin embargo, es de mencionar que en el apéndice A.3 indica que se puede utilizar el método estático no lineal -push-over y establece su procedimiento. Dicho apéndice no es de carácter obligatorio y se ha incluido con el fin de que se estudie preliminarmente con el fin de adoptarlo en ediciones futuras del reglamento si se considera conveniente.

2.4.1 Evaluación sísmica

El NSR-10 no contiene listas de verificación para los componentes de las edificación ni ecuaciones aproximadas que permitan evaluar preliminarmente la resistencia y rigidez de la edificación, pero menciona en el Cap. A.10.2 que se deben hacer investigaciones o exploraciones a la estructura a los siguientes aspectos: documentos descriptivos del diseño de la estructura y cimentación; calidad de la construcción; estado de conservación; evidencia de deflexiones, corrosión de armaduras y fallas locales; asentamientos de la cimentación y su efectos en la estructura, y las modificaciones que pudieron haber afectado la integridad de la estructura como explosiones, incendios, sismos, remodelaciones, aumentos de cargas y otras.

Se utilizan métodos lineales y las fuerzas sísmicas son afectadas por el factor R' (coeficiente de disipación de energía) de acuerdo con el sistema estructural y la información disponible. Dicho factor se basa en una filosofía de diseño ampliamente aceptada que considera la respuesta no lineal de la estructura cuando esta se somete a un sismo de diseño; los desplazamientos de la edificación calculados mediante las fuerzas sísmicas reducidas por el factor R' y son menores a las que el edificio experimentaría durante el sismo de diseño. El factor R' se aplica a todo el sistema estructural sin distinguir el comportamiento frágil de algunos elementos pretendiendo establecer que la edificación tendrá una ductilidad uniforme.

El R' parte de la premisa que las deformaciones en el rango elástico son las mismas en la rango inelástico bajo el mismo nivel de carga (principio de iguales deformaciones) para periodos largos, para lo contrario utiliza el principio de igualdad de energía. A mayor R' la estructura alcanza prematuramente la fluencia generando una mayor demanda de ductilidad (D. M. Ruiz) (2012), lo que indica que si hay disipación de energía pero con daños residuales. Es decir que la estructura debe degradarse más rápido si quiere disipar energía.

Los criterios de aceptación de la NSR-10 están basados en realizar una comparación entre la demanda y la capacidad de los elementos estructurales mediante la definición de los índices de sobreesfuerzo (resistencia de los elementos, donde la resistencia efectiva es afectada por coeficientes cualitativos de calificación de la calidad y el estado de la construcción) y de flexibilidad (de- rivadas).

El análisis de la vulnerabilidad consiste en expresar la vulnerabilidad como fracción de la rigidez (1/índice de flexibilidad) y de la resistencia (1/índice de sobreesfuerzo). Estos parámetros indican el porcentaje de rigidez y de resistencia respectivas que tendría la edificación que se está evaluando en relación a una construcción nueva y para el sismo de diseño. Los criterios de aceptación son favorables cuando estos cocientes son mayores a 1.

2.4.2 Rehabilitación sísmica

El NSR-10 en 2 páginas menciona los requisitos que se deben cumplir en la intervención de las estructuras de edificaciones que deben ser reforzadas o actualizadas a la versión de dicho reglamento. Clasifica 5 tipos de intervenciones según el uso y la edad de las edificaciones definiendo los requisitos mínimos: Intervención de edificaciones indispensables y de atención a la comunidad (grupos IV y III), intervención para edificaciones que cumplan con NSR-98, intervención para edificaciones que cumplan con De-



creto 1400 de 1984, intervención para edificaciones antes del decreto 1400 de 1984 e intervención para edificaciones declaradas como patrimonio histórico.

Para los dos primeros tipos indica que se deben utilizar movimientos sísmicos para un nivel de seguridad equivalente al de una edificación nueva de tal manera que la edificación quede con índices de sobreesfuerzo y flexibilidad menores a la unidad. Para el tercer tipo exige el requisito mencionado para los tipos 1 y 2 o llevar la edificación como mínimo al nivel de seguridad limitada, para el cuarto tipo se debe obtener como mínimo el nivel de seguridad limitada, y para el último tipo se permite un nivel menor de seguridad sísmica siempre y cuando se justifique parte del diseñador y se acepte por el propietario.

Este reglamento no contiene estrategias y procedimientos para tomar medidas de rehabilitación sísmica.

CONCLUSIONES

La comparación de los dos procedimientos de evaluación y rehabilitación sísmica indica que las metodologías ASCE/SEI 31-03 y 41-06 son adecuadas para su uso en los edificios de nuestro país porque proporcionan un procedimiento ordenado, pedagógico y exhaustivo. La evaluación sísmica contiene varios niveles de evaluación con diferentes grados de complejidad aplicados para una variedad de tipos de estructuras y de materiales. La rehabilitación sísmica brinda estrategias para diferentes niveles de desempeño de la edificación y diferentes niveles de excitación sísmica. El análisis sísmico tiene en cuenta la ductilidad diferenciada en toda la edificación para cada elemento en función del material y del tipo de acción. De igual manera las metodologías ASCE/SEI 31-03 y 41-06 tienen en cuenta procedimientos para elementos no estructurales, cimentaciones y riesgos geológicos. Sin embargo, requiere un mayor grado de comprensión por parte de los profesionales del diseño y a veces puede ser confuso para la falta de datos específicos.

El procedimiento de la NSR-10 para la evaluación y rehabilitación sísmica utiliza principios elementales de metodologías aplicables al diseño de edificios nuevos como es el uso del factor de disipación de energía (R') asumido uniforme para toda la edificación. La aplicación de dicha metodología carece de medidas específicas de evaluación y rehabilitación por lo que el procedimiento queda a juicio del diseñador. Su procedimiento solo considera un nivel de excitación BSE-1 (10%/50 años) por lo que se deben definir espectros de diseño que tengan la siguiente probabilidad de excedencia: 50% / 50 años, 20% / 50 años y el 2%/50 años.

La futura actualización de la NSR deberá incluir un apéndice que contenga una adaptación de las metodologías ASCE/SEI 31-03 y 41-06 para que sea estudiado preliminarmente por los diseñadores del país.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo fue realizado con el apoyo del centro de estudios de estructuras y materiales de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

REFERENCIAS

- López, P. 2014. Propuesta de Adaptación del Documento ASCE/SEI31-03 "Evaluación Sísmica de Edificaciones Existentes". *Trabajo de grado de maestría. Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito*, Bogotá D.C.
- Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10. 2010. Ley 400 de 1997 (Modificada Ley 1229 de 2008), Decreto 926 del 19 de marzo de 2010, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Bogotá D.C.
- American Society of Civil Engineers (ASCE). 2004. *Seismic Evaluation of Existing Buildings*. Reston, Va: ASCE/SEI 31-03.
- American Society of Civil Engineers (ASCE). 2007. *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. Reston, Va: ASCE/SEI 41-06.
- Olejua, F. 2012. Propuesta de Traducción y Adaptación a Colombia de la Norma ASCE/SEI 41-06 Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. *Trabajo de grado de maestría. Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito*, Bogotá D.C.
- Bertero, V.V. 2000. Seismic engineering: conventional vs. innovative approach. 12WCEE. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Portland Public Schools (PPS). 2009. *Seismic Study of Existing School Facilities*. KPFF Project No. 209193.
- Ruiz, D M. 2012. Edificios de concreto reforzado siguiendo la NSR-10 vs sismo de Quetame registrado en Bogotá D.C. *Ingeniería y Ciencia - ing.cienc.*, [S.l.], Vol 8, N° 16, pp. 129-189. ISSN 2256-4314.



Adaptación de un sistema ingenieril simplificado de evaluación y diseño de reforzamiento sismo resistente para vivienda en Bogotá

Adaptation of a simplified engineered approach to housing seismic evaluation and retrofit design for use in Bogotá

M. Lisbeth Blaisdell, SE MS¹, Elizabeth Hausler Strand, PhD² y Juan Caballero³

¹Director of Engineering, Build Change, Port-Au-Prince, Haiti; ²CEO, Build Change, Denver, Colorado, USA;

³Director of Programs and Partnerships Latin America, Build Change, Bogota, Colombia

RESUMEN

Después del terremoto de magnitud 7.0 que ocurrió en Haití en el 2010, Build Change desarrolló, en colaboración con Degenkolb Engineers, una guía de evaluación y reforzamiento para las pequeñas edificaciones de mampostería de Haití basada en las provisiones y metodología de los estándares estadounidenses, ASCE 31 y ASCE 41. El ministerio Haitiano de Obras Públicas Transporte y Comunicaciones (MTPTC) adoptó esa guía; En Haití se han reforzado más de 1,300 viviendas utilizando esta guía con asistencia técnica de Build Change, y se están desarrollando actualmente tres programas de reforzamiento con tres organismos distintos.

Mientras que la exitosa implementación de la guía por Build Change y sus contrapartes en Haití ha ayudado a incrementar la existencia de viviendas seguras en ese país después del terremoto, un programa de evaluación y reforzamiento sísmico de vivienda también puede ser utilizado para reducir la vulnerabilidad en un contexto anterior a un desastre. Build Change ha trabajado con sus socios en Colombia para demostrar la utilización de una guía similar para la evaluación y el diseño de reforzamiento sismo resistente en viviendas pequeñas de mampostería en Bogotá, donde un elevado porcentaje de personas está en riesgo debido a vivienda vulnerable a sismos. Los procedimientos planteados incluyen un método de evaluación para edificaciones existentes de mampostería de baja altura que permite determinar su capacidad de resistir a sismos futuros. Se identifican las deficiencias sísmicas a través de una lista de verificación y un método simplificado de cálculo. También se proponen algunas técnicas específicas de reforzamiento para mitigar cada deficiencia, de manera que se pueda reforzar la estructura hasta llevarla a un nivel de desempeño de salvaguarda de vidas humanas. La ponencia describe la metodología de los procedimientos de evaluación y reforzamiento sísmico implementada en Haití, y las principales adaptaciones técnicas hechas para ser utilizada en Bogotá, incluyendo los cálculos de esfuerzo cortante realizados como una revisión de porcentaje de área de muros. Se incluyen estudios de caso de Bogotá y de Haití.

Palabras clave: sismo resistente, reforzamiento, vivienda, reducción de riesgo.

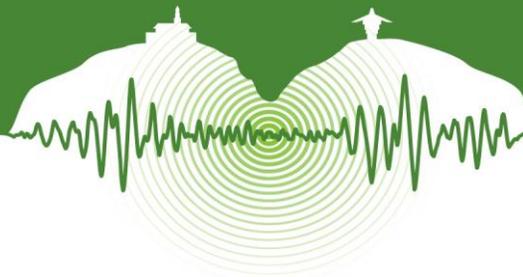
ABSTRACT

After the 7.0 magnitude earthquake struck Haiti in 2010, Build Change developed, in collaboration with Degenkolb Engineers, seismic evaluation and retrofit guidelines for small masonry buildings in Haiti, based on the provisions and methodology of the U.S. standards, ASCE 31 and ASCE 41. The Haitian Ministry of Public Works, Transport and Communications (MTPTC) adopted these guidelines; Over 1,300 houses in Haiti have already been retrofitted using these guidelines with technical assistance from Build Change, and retrofit programs with three different organizations are currently ongoing.

While the successful implementation of the guidelines by Build Change and partners in Haiti during the reconstruction period has helped to increase the stock of safe homes there after the earthquake, a housing seismic evaluation and retrofit program can also be used to help reduce vulnerability in a pre-disaster context. Build Change has worked with partners in Colombia to demonstrate the use of similar guidelines for the seismic evaluation and retrofit design of small masonry houses in Bogota, where there is a large percentage of people at risk due to seismically vulnerable housing. The proposed procedures include an evaluation procedure for existing low-rise masonry houses in order to determine their ability to withstand future earthquakes. Seismic deficiencies are identified through use of the checklist and simplified calculation procedure. Specific retrofit techniques are included in order to mitigate each deficiency thereby retrofitting the building structure to a life-safety performance level.

The paper describes the methodology for the seismic evaluation and retrofit procedures implemented in Haiti and the primary technical adaptations for applicability in Bogota, including the lateral resistance analysis performed as a wall area percentage check. Case studies of implementation both in Haiti and Bogota are included.

Keywords: Seismic resistance, retrofitting, housing, risk reduction.



1 INTRODUCCION

Los dos principales objetivos de un programa de reconstrucción post-desastre, en el que se quiera reforzar viviendas dañadas o destruidas deben ser: (1) Construir nuevas viviendas que sean resistentes a los terremotos y otros desastres, además de satisfacer las necesidades de las personas, y (2) cambiar permanentemente la práctica de la construcción, de manera que la edificación que ocurra después de concluida la asistencia sea también sismo resistente. Para lograr estos objetivos, deben alcanzarse algunos criterios importantes relacionados con los aspectos técnicos, económicos y sociales del proyecto [1]. Estos criterios se identifican en la Tabla 1. Después del terremoto (Magnitud $M_w=7.0$) del 12 de enero de 2010 de Haití, Build Change, una empresa social sin ánimo de lucro, desarrolló junto a la empresa de ingeniería sísmica Degenkolb, de los EEUU, directrices para la evaluación y reforzamiento sísmico para edificación pequeña de mampostería de Haití [2], basados en los lineamientos y metodología de los estándares de Estados Unidos, ASCE 31 (Evaluación Sísmica de edificios Existentes)[3] y ASCE 41(Rehabilitación Sísmica de edificios Existentes)[4] respectivamente. Durante los últimos cinco años, Build Change ha ejecutado varios programas de reforzamiento de viviendas en Puerto Príncipe y sus alrededores, demostrando que el reforzamiento sísmico y un enfoque del proyecto de reforzamiento *guiado por el propietario*, conforman una solución integral para satisfacer los criterios técnicos, económicos, y sociales necesarios para lograr los dos objetivos, el de proporcionar tanto una vivienda segura y satisfactoria, y el de permitir el cambio permanente en las prácticas de construcción locales en el contexto post-sísmico.

Mientras que la reconstrucción post-desastre presenta la oportunidad de crear un gran número de viviendas seguras, y un cambio duradero en las prácticas constructivas, esa oportunidad también está presente en el contexto preventivo o pre-desastre. Los programas de mejoramiento de vivienda con subsidio presentan una excelente oportunidad para lograr objetivos similares, pero con el valor agregado de prevenir la pérdida de vidas y bienes provocados por el desastre. Aunque el contexto es diferente, son aplicables los mismos criterios para el éxito, en relación a los aspectos técnicos, sociales, y económicos del proyecto, como se muestra en la Tabla 1. Es dentro de este marco que Build Change ha desarrollado un procedimiento, descrito en este documento, para la evaluación sísmica y el diseño del reforzamiento de pequeñas casas de mampostería de Bogotá. Ciudad donde hay un elevado porcentaje de personas en situación de riesgo debido a la vivienda de origen informal, y sísmicamente vulnerable, así como también está la disponibilidad de subsidios gubernamentales para mejoramiento de vivienda.

Tabla 1: Criterios para un programa exitoso de reconstrucción de vivienda [1]

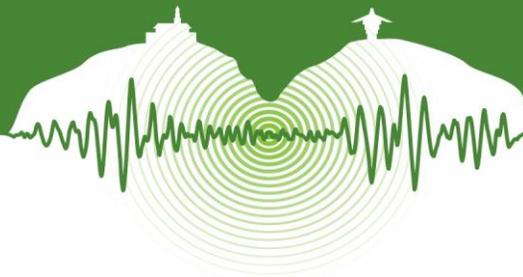
TECNICO	ECONOMICO	SOCIAL
<ul style="list-style-type: none"> • Diseño sismo resistente. • Construcción sismo resistente. • Durable. • Fácil de expandir y mantener. • Resistente a otros desastres. 	<ul style="list-style-type: none"> • Competitividad en costos con los métodos constructivos locales. • Capacidades y materiales ampliamente conocidos y disponibles localmente. 	<ul style="list-style-type: none"> • Climáticamente adecuado. • Arquitectura adecuada en espacios y equipamiento. • Seguridad. • Confianza de la gente en la sismo resistencia de su vivienda.

2 ANTECEDENTES

2.1 Fundamentación

ASCE 31 y ASCE 41 son estándares basados en desempeño, de uso común en los EE UU para evaluación y reforzamiento sísmico de edificios respectivamente. Recientemente se han combinado en un solo documento, ASCE 41-31 [5]. Estas normas se utilizaron por Build Change y Degenkolb, como base para desarrollar las guías de evaluación y reforzamiento sísmico de vivienda de mampostería en Haití. Los sistemas constructivos que más frecuentemente se utilizan en la vivienda informal haitiana, y muchos otros países como Colombia, son mampostería confinada y mampostería no reforzada (simple), o parcialmente confinada. ASCE 31 y 41 no abordan explícitamente la mampostería confinada ni las prácticas específicas de construcción utilizadas en Haití ya que no son comunes en los EE UU. Por lo tanto fue necesario hacer adaptaciones y desarrollo con el fin de que el procedimiento fuese útil para el contexto Haitiano.

Se utilizaron múltiples recursos como referencia, incluyendo las observaciones de desempeño post-terremoto realizadas por ambas organizaciones, guías y códigos de mampostería confinada de otros países, y pruebas e investigaciones realizadas por otros anteriormente. Luego se adaptó el enfoque basado en desempeño a la mampostería confinada. Los muros de mampostería fueron identificados como los elementos del sistema controlados por deformación, y los elementos de confinamiento como los elementos controlados por fuerza. Así, en las paredes se exhibirán algunas grietas de disipación de energía, mientras se mantenga el confinamiento que proporcionan los elementos de concreto reforzado para evitar daños y para aumentar la ductilidad del sistema.



2.2 Contexto

El terremoto de 2010 en Haití mató a cientos de miles de personas y dejó a más de un millón de personas sin hogar. El Ministerio Haitiano de Obras Públicas Transporte y Comunicaciones (MPTPC) realizó un programa de evaluación de la seguridad de las edificaciones tras el terremoto, etiquetando las viviendas con colores, verde (poco o ningún daño), amarillo (dañado con uso limitado) o rojo (dañado e inseguro), utilizando una metodología modelada sobre la ATC-20 (Procedimientos de Evaluación de la seguridad post-terremoto de las edificaciones) [6]. Las directrices de evaluación y reforzamiento sísmico fueron desarrolladas con el fin de proporcionar una solución técnica que permitiese un retorno más rápido de las personas a sus hogares. Mediante el reforzamiento de las casas marcadas con amarillo y rojo, el número de viviendas socialmente aceptables, seguras y ampliables se podría incrementar de una manera rápida y económica.

Para que las viviendas dañadas por el terremoto fuesen abordadas en un programa de reforzamiento, las directrices técnicas debían ser sencillas, debido a la escasez de recursos humanos para realizar análisis complejos en cada casa. La norma asce-31 presenta un enfoque por escalas para evaluar los edificios existentes, con nivel 1: utilizando listas de control y cálculos rápidos, nivel 2: utilizando un análisis de la estructura, y el nivel 3: utilizando un análisis no lineal avanzado de la estructura para determinar si el edificio llega a un nivel de desempeño de salvaguarda de vidas. Mientras que el evaluador avanza por los niveles, el conservadurismo en la evaluación se reduce y se convierte en un análisis más detallado, aumentando el esfuerzo. El evaluador puede detener el proceso en cualquiera de los niveles al momento en que la edificación cumpla con los criterios de desempeño. En caso de que no cumpla, se puede continuar con el siguiente nivel, o bien diseñar el reforzamiento para mitigar las deficiencias identificadas. Teniendo en cuenta las limitaciones de recursos existentes; las directrices elaboradas por Build Change y Degenkolb para Haití, utilizaron un enfoque de nivel 1, aceptando así algunos conservadurismos como una compensación por un menor esfuerzo técnico (Fig. 1).

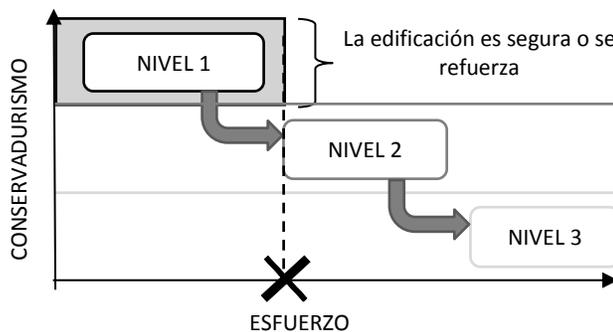


Fig. 1: Enfoque simplificado de las directrices para Haití.



Fig. 2: Vivienda típica en mampostería de Puerto Príncipe, Haití.

3 DIRECTRICES DE EVALUACION Y REFORZAMIENTO SISMICO PARA VIVIENDAS DE MAMPOSTERIA, HAITI

3.1 Aplicabilidad y criterios

Las directrices se desarrollaron para abordar viviendas típicas de mampostería de baja altura (1 a 3 niveles) en Haití. Los procedimientos son aplicables a edificaciones con muros de mampostería hechos de bloques de concreto, que pueden ser confinados o no reforzados, con losas de concreto reforzadas, o techos con estructura de madera (Fig. 3). Tienen como criterio de desempeño la salvaguarda de vidas durante un evento sísmico de diseño. Los niveles de sismicidad varían en Haití, con aceleraciones espectrales de periodo corto de diseño que van desde 0,54 g hasta 1,37 g, y de 1,05 g para Puerto Príncipe (suponiendo un sitio de suelo duro) [7]. El nivel de desempeño estructural de salvaguarda de vidas, según la ASCE 41, es el estado de rendimiento post-terremoto en el que *la estructura tiene componentes dañados, pero conserva un margen en contra de un colapso parcial o total.*

3.2 Metodología

Se abordan la evaluación sísmica y el diseño del reforzamiento de los edificios. El proceso se inicia con una visita de campo para documentar y evaluar las condiciones existentes de la vivienda y del sitio mediante el uso de una lista de verificación para identificar deficiencias sísmicas. Con ayuda de la lista se verifica que la estructura y el sitio se ajusten a las características de diseño sísmico necesarias para el nivel de desempeño estructural de salvaguarda de vidas. Entre otras; la estabilidad de la pendiente, la configuración del edificio, la continuidad del sistema estructural, los materiales, la esbeltez de los muros, etc. La lista de control también incluye un análisis simplificado de la resistencia lateral del edificio basado en una comprobación de porcentaje de área de muros en planta. La evaluación del porcentaje de área de muros requiere que el área de sección transversal horizontal de los muros



existentes (porcentaje de área de muros existente, PAM_{ex}), dividida entre el área total en planta del edificio, sea mayor que un valor mínimo calculado (porcentaje de área de muro requerido, PAM_{req}), necesario para la adecuada resistencia a esfuerzos laterales de la estructura. (Ecuación 1).

$$\text{Porcentaje de Área de Muro Existente } (PAM_{ex}) \geq \text{Porcentaje de Área de Muro Requerido } (PAM_{req}) \quad (1)$$

Se incluyen especificaciones de cómo se deriva el porcentaje de área de muro requerido, basadas en la sismicidad del sitio y características específicas de la edificación, tales como la calidad del material, la calidad de obra, número de pisos, y el tipo de sistema de resistencia a fuerzas laterales. Se distingue entre dos tipos de sistemas de resistencia a fuerzas laterales: mampostería confinada y mampostería no reforzada o simple.

Una vez que identificadas las deficiencias con la lista de verificación y el análisis simplificado, se puede diseñar una propuesta de reforzamiento por la que cada una de las deficiencias se aborda sistemáticamente, de modo que cuando la lista se vuelve a aplicar a la edificación en su condición reforzada, ya no existen tales deficiencias. En los casos donde el PAM_{ex} se encontró insuficiente, la modificación puede ser para agregar resistencia lateral aumentando el área efectiva de los muros con la adición de nuevas paredes, rellenando vanos, la adición de repello (pañete) a la superficie de paredes, o la adición de recubrimiento de concreto reforzado a las paredes existentes. Las opciones elegidas dependen de las preferencias del dueño de la casa, alternativamente, el porcentaje de área de muros requerido puede reducirse aumentando la ductilidad del sistema convirtiendo una edificación de mampostería no reforzada a una de mampostería confinada, incorporando los elementos confinantes pertinentes.

3.3 Aplicación en proyectos

Los procedimientos desarrollados por Build Change e Ingenieros Degenkolb fueron adoptados por el MTPTC en la publicación “*Renforcement Parasismique et Paracyclonique Des Bâtiments*” [7], permitiendo su uso por ingenieros calificados en todo Haití.

3.3.1 Proyectos de Construcción de Vivienda Conducidos por el Propietario

Las directrices se han puesto en práctica en varios proyectos de reconstrucción conducidos por el mismo dueño de casa en los últimos cinco años y al menos 1.300 viviendas han sido recuperadas mediante reforzamientos estructurales. La construcción guiada por los propietarios pone al ocupante de la vivienda en el centro de la toma de decisiones del proyecto. A partir de este enfoque están ellos participando activamente desde la selección de opciones de diseño, la elección de un constructor y luego la supervisión y adquisición de los materiales de construcción. Con ello se logra una mayor participación, satisfacción y aceptación por parte del dueño de casa, una mejor disposición a invertir más en la prevención y preparación para los desastres, y una reducción de la dependencia. [8] Los subsidios se entregan a los propietarios en cuotas para que la calidad de la construcción pueda ser confirmada antes de la siguiente entrega, y así comprometerlo aún más ya que se convierte en el responsable del éxito de cada fase.

El reforzamiento es muy adecuado para el enfoque de construcción conducida por el propietario, ya que las soluciones técnicas para el refuerzo se pueden adaptar a las necesidades del habitante. Por ejemplo, cuando se desean espacios más grandes o más abiertos, se puede recurrir a recubrimientos de concreto reforzado manteniendo así las longitudes de los muros, proporcionando un área de muro más densa y de resistencia concentrada. En los casos en que se piensa añadir otro nivel en el futuro, la modificación puede ser diseñada para que la casa existente pueda resistir con seguridad las demandas adicionales de terremotos en el nivel futuro. La satisfacción de los propietarios incrementa porque la casa reforzada, normalmente es una versión mejorada, y más segura de la misma que se tenía antes del terremoto, aquella que el propietario eligió construir o comprar originalmente (Fig. 3) [9].



Figura 3: Casa en Puerto Príncipe antes (izquierda) y después (derecha) de un reforzamiento sísmico

Además, las técnicas utilizadas, se hacen con materiales disponibles localmente y se usan las competencias ya comunes a los constructores del área. El dueño de la casa puede controlar todas las partes de la obra, ya que son capaces de abastecerse con más facilidad de los materiales y encontrar un constructor adecuado.



3.3.2 Eficiencia Económica

Se encontró que los reforzamientos suelen ser más rentables que la construcción nueva, incluso en las viviendas marcadas con color rojo. Basados en los proyectos en que Build Change participó en entre 2011 y 2012 (más de 1.000 viviendas), el costo de la nueva construcción fue en promedio USD 193/m², mientras que los reforzamientos de las viviendas marcadas en rojo, que son las más dañadas, tuvieron un costo promedio de USD 126/m² y en las de color amarillo USD 67/m² [10].

4 PROCEDIMIENTOS DE EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO SÍSMICO PARA VIVIENDAS DE BAJA ALTURA Y CONSTRUIDAS EN MAMPOSTERÍA EN BOGOTÁ

Bogotá se encuentra en una zona de amenaza sísmica intermedia según el *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10* [11]. La ciudad se caracteriza por tener zonas extensas que albergan a millones de personas del sector socio económico menos acomodado. Estas áreas iniciaron como asentamientos informales, pero han estado avanzando a través de procesos de formalización en el pasado reciente. En estas zonas, la construcción de las viviendas con frecuencia se ha producido fuera de los parámetros y regulaciones vigentes para la edificación, y en su mayoría carecen de algunos elementos esenciales para poder resistir adecuadamente futuros terremotos, dejando en condición de riesgo a una cantidad grande de población (Fig. 4).



Figura 4: Barrios de Bogotá en proceso de formalización.

En respuesta, las autoridades de Bogotá han asignado fondos para programas de mejoramiento de vivienda a través de subsidios en especies. Los propietarios de las viviendas que viven en estos barrios priorizados, pueden solicitar subsidios para mejorar la habitabilidad y seguridad estructural de sus hogares. Mientras que los subsidios para mejorar la habitabilidad, se han distribuido con facilidad a varias localidades, los de mejoramiento estructural se han distribuido a un ritmo más lento por las dificultades encontradas en la implementación de las soluciones técnicas propuestas. El costo de las mejoras estructurales a menudo ha superado el importe del subsidio debido a que las mejoras necesarias para una edificación existente deben cumplir con todas las normas estructurales como si fuesen edificaciones nuevas. Los procedimientos de evaluación y reforzamiento sísmico que se proponen a continuación están destinados a proporcionar una solución técnica que permita reforzar las edificaciones para que alcancen un nivel de desempeño de salvaguarda de vidas, sin necesidad de que tengan que cumplir con todas las especificaciones destinadas a edificación nueva, reduciendo así los costos de diseño y construcción de las mejoras.

4.1 Aplicabilidad y Criterios

Los procedimientos de evaluación y reforzamiento sísmico propuestos son aplicables a viviendas de 1 a 3 pisos (Grupo I), dependiendo de su zona sísmica, construidas en mampostería confinada o simple a base de bloques huecos o ladrillo macizos de barro cocido, resumidas en la Tabla 2. Las placas suspendidas son losas macizas de concreto reforzado o las cubiertas pueden ser livianas con estructuras de madera o perfiles metálicos de calibre liviano, con cubiertas de tejas metálicas (lámina galvanizada). Para las casas existentes, se propone que la altura máxima o la zona sísmica para los sistemas permitidos, se extienda más allá de que lo que está permitido para la construcción nueva en la NSR-10 (Tabla 2).

El criterio de desempeño para los procedimientos es el de salvaguarda de vidas estructural durante un terremoto base de diseño. Considerando la microzonificación sísmica de Bogotá [12], la aceleración espectral de periodo corto de diseño (S_a) está entre 0.36g y 0.73g, dependiendo de la ubicación en la ciudad.

4.2 Metodología

La metodología para la realización de las evaluaciones y los diseños de reforzamiento para Bogotá sigue los mismos pasos básicos utilizados en Haití. Se realiza una visita al sitio y se completa la lista de verificación de deficiencias sísmicas para identificar las principales vulnerabilidades del edificio y del sitio. Se procede a corregir las deficiencias sistemáticamente como parte del diseño del reforzamiento para que las edificaciones pasen a ser estructuras conformes que tengan un desempeño esperado de salvaguarda



de vidas para el sismo de diseño. Algunas deficiencias no estarán dentro del ámbito de aplicación de los procedimientos simplificados y requerirán un estudio más detallado por un profesional calificado. Por ejemplo, proponer soluciones de reforzamiento para viviendas en sitios con potencial de licuefacción está fuera del alcance de los procedimientos y no pueden abordarse sin el aporte detallado de un ingeniero calificado.

Tabla 2: Sistemas Estructurales de Muros de Carga Aplicables

		Sistema de Muros de Carga		m (1)	Zonas de Amenaza Sísmica		
		Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales		Alta Altura máxima	Intermedia Altura máxima	Baja Altura máxima
1. Muros estructurales							
VULNERABILIDAD	a. Muros de mampostería no reforzada o mampostería simple (MS)		El mismo	1	1 piso máximo (2)	2 pisos máximo (2)	2 pisos máximo
	b. Muros de mampostería confinada (MC)		El mismo	2	2 pisos máximo	3 pisos máximo	3 pisos máximo
REFORZAMIENTO	c. Muros de mampostería no reforzada o con algunos confinados		El mismo	1	1 piso máximo (2)	2 pisos máximo (2)	2 pisos máximo
	d. Muros de mampostería confinada (MC) o Pórticos con Mampostería de Relleno (PMR)		Muros de mampostería confinados o pórticos con mampostería de relleno	2	2 pisos máximo	3 pisos máximo	3 pisos máximo
	e. Muros de mampostería reforzada externamente (1 cara) (2)		Muros de mampostería no reforzada y algunos reforzados externamente (2)	1	1 piso máximo	2 pisos máximo	2 pisos máximo

(1) m es el factor de reducción de la fuerza sísmica, (2) Varía de lo permitido para edificación nueva en NSR-10

4.2.1 Lista de Chequeo de identificación de Deficiencias

La lista de verificación de deficiencias incluye veintiocho ítems divididos en seis categorías, identificadas en la Tabla 3, cada uno verifica que un aspecto específico de la estructura se ajusta a las normas sismo-resistentes, y están basadas en lo previsto por la NSR-10, y criterios sísmicos generales. Por ejemplo, el inciso de la lista de comprobación 3.4, “altura de pisos”, requiere que las alturas de los niveles no sean de más de 3.0m para la planta baja y 2,75 m para los niveles superiores. Esto asegura que los muros tendrán una resistencia suficiente a las demandas sísmicas fuera de plano, congruente con los requisitos de la NSR-10, (E.3.5.1; la altura del muro deberá ser inferior a 25 veces su espesor) considerando un espesor mínimo de muro de 12 cm [11].

Tabla 3: Ítems Incluidos En La Lista De Chequeo De Deficiencias

CATEGORIA	ITEM	CATEGORIA	ITEM
Amenazas Geológicas del Sitio	1.1 Licuefacción	Sistema	3.8 Voladizos
	1.2 Falla de Ladera	Constructivo	3.9 Danos
	1.3 Muros de Contención del Sitio		4.1 Confinamiento
Cimientos	2.1 Cimentación de Muros (Paredes)	Muros (Paredes) de Mampostería	4.2 Vanos
	2.2 Desempeño de los cimientos		4.3 Viga de Coronación
	2.3 Volcamiento		4.4 Porcentaje de Área de Muros
	2.4 Conexión entre los elementos de la Cimentación	Configuración	5.1 Torsión
	2.5 Deterioro		5.2 Edificaciones adyacentes
Sistema Constructivo	3.1 Materiales		5.3 Discontinuidades Verticales
	3.2 Ruta de Carga		6.1 Columnas de Concreto Aisladas o Discontinuas
	3.3 Cantidad de Pisos	Elementos Constructivos	6.2 Aberturas en Losas Cerca de Muros Cortantes
	3.4 Altura de Pisos		6.3 Parapetos
	3.5 Carga		6.4 Escaleras y Descansos
	3.6 Sistema de Piso y Cubierta		
	3.7 Muros		

4.2.2. Revisión de Porcentaje de Área de Muro

El inciso 4.4 de la lista de verificación corresponde al Porcentaje Area de Muro, este incluye un análisis simplificado de la resistencia lateral del edificio, en el que la capacidad (el porcentaje de área de muro existente, PAM_{ex}) debe ser mayor que la demanda



(el porcentaje de área de muro requerido, PAM_{req}) (Ecuación 1). La demanda de fuerza lateral se basa en la ecuación para la fuerza pseudo-lateral, V , de ASCE 31 (Ecuación 2). Para estos procedimientos, el factor de modificación para desplazamientos inelásticos, C , se toma como 1,4 para una estructura de muros de carga de un solo piso, y el peso sísmico del edificio, W , se toma como el área de la construcción, A_b , multiplicado por el número de pisos, N , y un peso promedio distribuido de 4.8kPa. La aceleración espectral de respuesta para el terremoto base de diseño, S_a , para los edificios de baja altura construidos en muros de mampostería, se supone que es igual a la aceleración espectral de período corto de diseño. Este valor se calcula de acuerdo con la ecuación A.2.6-3 de la NSR-10, con el factor de ajuste de localización, de conformidad con lo requerido en la microzonificación sísmica de Bogotá [11, 12]. Además de que la lista de verificación requiere un ítem que confirma el hecho de que no esté presente una la irregularidad torsional extrema, las demandas laterales en los procedimientos propuestos se aumentan por un factor de 1.5 para dar cuenta de la torsión, en lugar de un análisis detallado adicional. Esto resulta en una demanda de fuerza lateral según la ecuación 3.

$$V = CSaW \quad (2)$$

$$V_U = 1.5 \times 1.4 \times Sa \times A_b \times N \times 4.8kPa \quad (3)$$

La resistencia de los muros, que son los elementos controlados por deformación, de la edificación en una dirección dada (Ecuación 4) se toma como una sumatoria de la resistencia lateral de los muros igual al área bruta del muro, A_w , multiplicada por la resistencia al cizallamiento del mismo, V_m , y la densidad, o el porcentaje sólido, del muro entre su espesor.

$$V_n = v_m \times A_w \times \% \text{solid} \quad (4)$$

Tomando el típico Bloque No. 4 como la base de los procedimientos, la resistencia a la compresión del bloque hueco se asume en 2,0 MPa [13] y el porcentaje de área sólida es calculado a partir de la sección transversal horizontal típica (32%). La resistencia al cizallamiento o corte transversal del muro de mampostería, V_m , se toma como 210kPa, que se basa en los cálculos realizados de conformidad con la NSR-10 Secciones D3.7.5 y D5.8.4.2 [11] asumiendo un bloque de resistencia a la compresión de 2.0MPa y un mortero con resistencia a la compresión de 5,0 MPa, y es consistente con los resultados de pruebas de laboratorio de corte diagonal [13]. Estos valores se insertan en los criterios de aceptación de acciones controladas por deformación en la que la demanda se reduce por el factor de reducción de la fuerza, o factor- m , (Ecuación. 5) y se resuelven para el porcentaje básico área de muro requerido, $bPAM_{req}$ (Ecuación . 6). El factor m se toma como 2.0 y 1.0 para mampostería confinada y mampostería no reforzada, respectivamente (Tabla 2).

$$V_n \geq \frac{V_U}{m} \quad (5)$$

$$bPAM_{req} = A_w \div A_b \geq 15.1\% \times N \times S_a \div m \quad (6)$$

El porcentaje básico área de muro requerido, $bPAM_{req}$, es luego modificado por una serie de factores para tener en cuenta las características específicas del edificio para llegar al porcentaje de área de muro requerida (PAM_{req}) en el edificio específico, el piso o nivel y la dirección en análisis (Ecuación 7). Se recomienda que PAM_{req} no debe ser inferior a 4% para la mampostería confinada y 8% para mampostería no reforzada.

$$PAM_{req} = bPAM_{req} \times C_B \times C_Q \times C_R \times C_L \times C_W \quad (7)$$

Donde, C_B es el factor de resistencia del bloque, utilizado para ajustar el porcentaje de área de muro requerido para distintas resistencias de la mampostería existente, C_Q es el factor de calidad de la construcción, que se utiliza para ajustar el porcentaje de área de muro requerido basado en la calidad de la construcción existente, es C_R el factor de reforzamiento, que se utiliza para ajustar el porcentaje de área de muro requerido de acuerdo a si se está evaluando el edificio existente o se está evaluando el diseño reforzado propuesto, C_L , es el factor de nivel, que se utiliza para ajustar el porcentaje de área de muro requerido dependiendo de qué nivel en particular es el que se está analizando en un edificio de varios pisos, y C_W es el factor de peso sísmico, utilizado para ajustar el porcentaje de área de muro en función del peso de la construcción específica que está siendo evaluada.

Los valores estimados de C_B se presentan en la Tabla 4, continuando con la resistencia a la compresión asumida para el mortero de 5.0MPa. Se recomienda que la resistencia del bloque existente sea de valores superiores a 3,0 MPa y debe estar justificada por las pruebas de las muestras tomadas de bloques de la casa en evaluación. A medida que la resistencia de bloque existente sea mayor, el porcentaje de área de muro requerido disminuye.

El factor de calidad de la construcción, C_Q , es igual a 1,0 para las edificaciones existentes con una calidad de obra calificada como promedio. A continuación, aumenta a discreción del evaluador a un valor de 1,35 para la construcción de mala calidad y a 1,75 donde se observa que la mayoría de las juntas de mampostería verticales carecen de mortero, o que la calidad general de obra es mala. El valor de 1,35 para la mala calidad se creó para ser consistente con la relación de los factores para el promedio ($\phi = 0,8$) a la mala calidad ($\phi = 0,6$) identificados en la NSR-10, Sección A.10 [11]. A medida que la calidad de la construcción disminuye, el porcentaje de área de muro requerido aumenta.

El factor de reforzamiento, C_R , se toma como 0,75 para la evaluación del edificio existente y, como 1,0 para la evaluación del diseño de reforzamiento. Los factores multiplicadores utilizados en la ASCE-31 para la evaluación de los edificios son de aproximadamente 4/3 mayor que los utilizados en la ASCE 41 para el diseño de reforzamiento. Para reflejar este enfoque en forma sim-

El presente artículo hace parte de las memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica organizado por la Universidad de los Andes y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, Mayo de 2015.



plificada, los procedimientos propuestos utilizan un C_R igual a 0,75 para reducir las demandas cuando se realiza una evaluación sísmica. Cuando se está evaluando un diseño de reforzamiento propuesto, se aplican las demandas sísmicas completas.

El factor de nivel, C_L , varía en función del número de plantas del edificio, del piso evaluado y el tipo de techo. Es una combinación de dos parámetros de diseño, la distribución vertical de la fuerza sísmica basada en la masa y la altura del piso de acuerdo con las Ecuaciones 4-2 y 4-3 de la ASCE 31 [3], y el factor de modificación basado en desplazamientos inelásticos máximos esperados (C Factor de la ASCE-31 Tabla 3-4 [3]). Los factores resultantes se presentan en la Tabla 5.

Tabla 4: Factor de Resistencia del bloque, C_B

f'cu de la mampostería MPa (psi)	Factor C_B bloque 4 o 5	Factor C_B bloque sólido
1.5 (218)	1.13	1.00
2.0 (290)	1.00	0.91
4.0 (580)	0.74	0.74
8.0 (1160)	0.54	0.57
12.0 (1740)	0.44	0.48
>15 (2750)	0.40	0.43

Tabla 5: Factor de Nivel, C_L

Nivel	Pisos que tiene el inmueble			Notas
	1-piso	2-pisos	3-pisos	
3	-	-	0.39	Para edificaciones con pisos y cubiertas pesadas compuestas por entrepisos y cubiertas de concreto reforzado macizas
2	-	0.57	0.65	
1	1.00	0.86	0.79	
3	-	-	0.14	Para edificaciones con entrepisos de concreto y cubierta liviana
2	-	0.19	0.46	
1	1.00	0.57	0.61	

El factor de peso sísmico, C_W , se utiliza para ajustar el porcentaje de área de muro requerido cuando el promedio de peso tributario distribuido del edificio a un piso es distinto a 4.8kPa que es el que los cálculos asumen, $bPAM_{req}$. Los edificios con revestimientos en sus muros, tales como pañete o concreto reforzado, o edificios con material más denso en sus muros, tales como ladrillo macizo, tienen un mayor peso sísmico que 4.8kPa por piso, lo que corresponde a un edificio de planta tipo, de bloque # 4 o # 5 para muros. A medida que el peso aumenta el porcentaje del área de muros tiene los aumentos necesarios (Ecuación 8).

$$C_W = (\text{Peso sísmico tributario distribuido para un piso medianero})/4.8kPa \quad (8)$$

Para verificar si el ítem 4.4 (porcentaje de muro requerido) se satisface durante la evaluación, el PAM_{req} se calcula para cada dirección en cada piso y luego se compara con el porcentaje de área de muro existente (PAM_{ex}), así podemos determinar si la edificación tiene una resistencia lateral suficiente en el estado actual. El porcentaje de área de muro existente, PAM_{ex} , se calcula para un nivel y una dirección determinados sumando las áreas efectivas de los muros en la dirección y nivel (Ecuación 9). Sólo longitudes de muro mayores o iguales a un 1,0 m de largo, sin vanos, son consideradas como contribuyentes a la resistencia lateral.

$$PAM_{ex} = \frac{t_{m1} \times l_{m1} \times CN_1 + t_{m2} \times l_{m2} \times CN_2 + \dots + t_{mn} \times l_{mn} \times CN_n}{A_b} \quad (9)$$

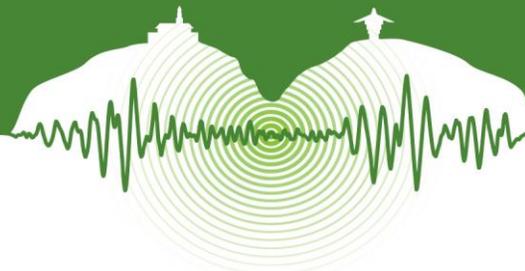
Donde, t_{m1} = espesor de muro 1, l_{m1} = longitud de muro1, CN_1 = factor de superficie neta de muro 1 y A_b = área de la planta del edificio. El factor de área neta, C_N , (Ecuación 10) se usa para tener en cuenta los casos en que el porcentaje de área sólida de un muro difiere de 32%, valor que se usó como la base para los cálculos de área de muro requerido. Por ejemplo, una pared de ladrillo sólido es 100% sólido y así C_N tendría un valor de 3.13.

$$C_N = \frac{((\text{area sólida})/(\text{area neta}))}{0.32} \quad (10)$$

Si el porcentaje de área de muro existente se encuentra por debajo del requerido, el edificio no cumple lo requerido y se requiere una acción correctiva para el nivel y la dirección encontrados como no-conformes. En este caso, el porcentaje de área de muro efectiva (PAM_{eff}) se complementa mediante la adición de elementos estructurales. Para simplificar el diseño de reforzamiento, la resistencia adicional proporcionada por los nuevos elementos estructurales se cuantifica aplicando factores de ajuste, o factores K, que relacionan la resistencia del elemento añadido y a la resistencia de los bloques no. 4 en los muros de mampostería utilizados como el tipo de muro de referencia (Ecuación 11). Se proponen factores K para la nueva mampostería, revestimientos de pañete de mortero finos, y recubrimientos más espesos de concreto reforzado en los procedimientos. El porcentaje de área de muro efectiva, PAM_{eff} , ya contando los elementos de reforzamiento se calcula por la (Ecuación. 12).

$$K_{element} = \frac{\text{resistencia cortante del elemento agregado}}{\text{resistencia cortante de muro existente de mampostería con bloque #4}} \quad (11)$$

$$PAM_{eff} = \frac{A_m}{A_b} + \frac{0.095m \times (\sum K_m L_m + \sum K_p L_p + \sum K_c L_c)}{A_b} \quad (12)$$



Donde, A_m = sumatoria de las superficies de muro existentes en el nivel y la dirección considerada, que permanecerán luego del reforzamiento, A_b = el área en planta del edificio, K_m = factor de ajuste para los nuevos muros de mampostería, L_m = longitud de los nuevos muros de mampostería en el nivel y la dirección considerada, K_p = factor de ajuste para la superposición de revoque o pañete de mortero, L_p = longitud de los muros con nueva superposición de pañete añadido en el nivel y la dirección considerada, K_c = factor de ajuste para recubrimiento de concreto reforzado y L_c = longitud de los muros con nueva superposición de concreto reforzado añadido en el nivel y la dirección considerada.

4.3 Ejemplo de Evaluación y reforzamiento en Bogotá

En 2014 Build Change trabajó con sus socios para aplicar los procedimientos propuestos para un proyecto piloto, la realización de varios diseños de evaluación y reforzamiento sísmico de viviendas existentes en Bogotá. Uno de los diseños de reforzamiento se construyó y se presenta a continuación.

4.3.1 Evaluación de la Edificación

La casa era una vivienda de una sola planta de aproximadamente 40m², con muros de carga de bloque #5, con sistema de mampostería parcialmente confinada y cubierta liviana. El plano de levantamiento se muestra en la Fig5. Las deficiencias identificadas fueron *ruta de carga*, debido al excesivo espaciamiento entre muros paralelos, *confinamiento*, ya que no estaba presente ninguna viga superior, dejando incompleto el confinamiento de las paredes, *vanos* debido a la falta de vigas dintel, y el *porcentaje de área de muros* como el PAM_{ex} se encontró que era menos de la PAM_{req} para ambas direcciones.

La aceleración espectral de diseño, S_a , para la zona es de 0,52g, y se diseñó para 2 niveles pensando que ese será el caso pronto, lo que resultó en un $bPAM_{req}$ de 15,7%. Por la falta de algunos elementos de confinamiento, los muros del edificio se evaluaron como mampostería simple usando un factor de 1,0 m. C_B se evaluó como 1.0 para $f'_{cu} = 2.0MPa$; C_Q como 1,0 para la construcción de calidad media; C_R fue de 0,75 para la evaluación; para C_W 1,39 debido a la presencia de pañete en la mayoría de los muros; el factor de nivel, C_L , se calificó en 0,86 para la planta baja de una edificación de dos pisos. El porcentaje de área de muro requerido resultante, PAM_{req} , fue del 14,1%. Los muros existentes resultaron en un PAM_{ex} igual a 6,1% en dirección transversal y 3,1% en la dirección longitudinal.

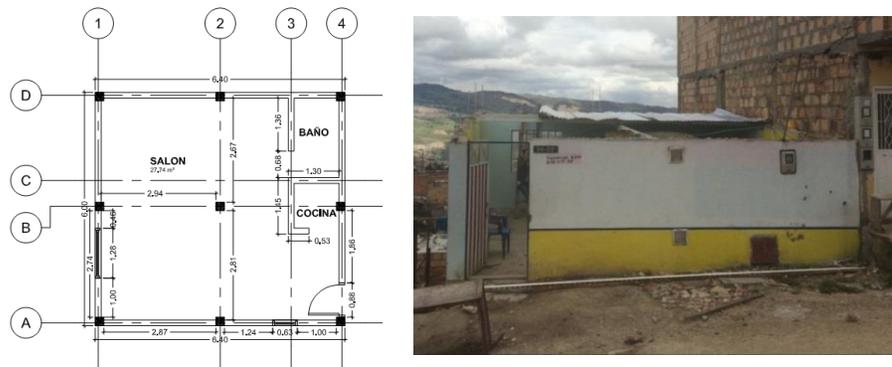
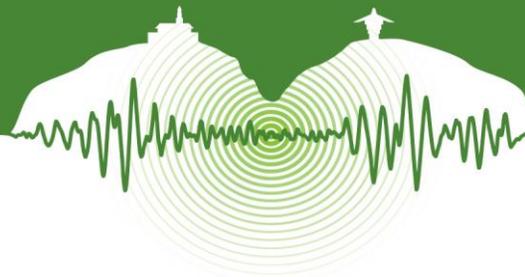


Figura 5: Plano existente (izquierda) y foto del edificio existente (derecha).

4.3.2 Diseño del Reforzamiento

Para reforzar, se añadieron muros y con cimientos correspondientes reduciendo la separación entre muros paralelos y aumentando el porcentaje efectivo área de muro. Estos muros se ajustaron a las necesidades de espacio expresadas por el propietario y señaladas en las normas vigentes de la ciudad. Se añadió a la parte superior de todos los muros una viga de cierre para confinar los muros, así como dinteles reforzados en los vanos. Se agregó pañete de mortero a algunas de las paredes existentes, y una ventana en el eje A se relleno de mampuestos para aumentar aún más el porcentaje de área del muro. Además, se añadieron elementos de confinamiento para aumentar la ductilidad de la construcción y reducir el porcentaje de área de muros requerido (Figura 7). Teniendo en cuenta el aumento de un factor multiplicador de 2,0 para la mampostería confinada, el aumento del factor de C_R de 1,0 para el diseño de reforzamiento y el aumento del factor de C_W de 1,55 para el peso añadido a la construcción por los nuevos elementos, el PAM_{req} para el diseño de reforzamiento fue igual a 10,5% . En la condición de reforzamiento, el PAM_{eff} fue del 12,5% en la dirección transversal y un 11,2% en la dirección longitudinal, lo que excede el valor requerido.



4.3.3 Costo

El costo de la construcción fue de USD 5,700 o USD 143/m². También se hicieron obras adicionales, por lo que este costo incluye no sólo las obras necesarias específicamente para el reforzamiento sísmico, sino también el costo de otras obras necesarias para la habitabilidad. El costo de la obra gris en un nuevo hogar en Bogotá se estima en USD 250/m².

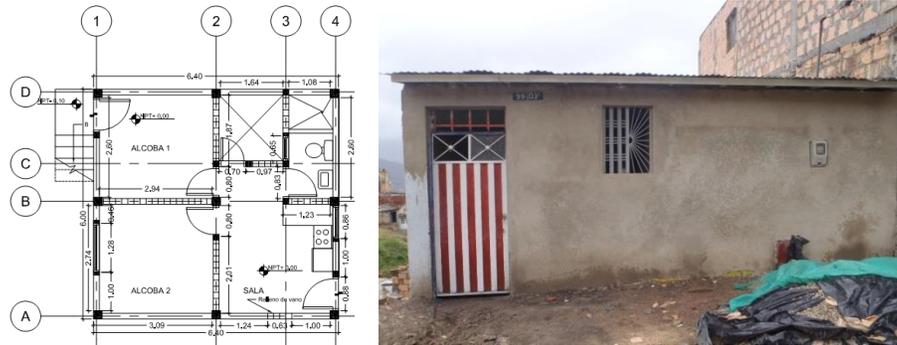


Figura 6: Plano nuevo (izquierda) y foto del edificio actualmente (derecha).

CONCLUSIONES

La metodología desarrollada para Haití, donde se ha puesto en práctica con programas de reforzamiento después del terremoto de 2010, se ha adaptado a las prácticas y requisitos de diseño estructural de Bogotá; integrando en una solución completa los criterios técnicos, sociales, y económicos necesarios para hacer frente a la vulnerabilidad sísmica de la vivienda del área metropolitana.

Los procedimientos propuestos proporcionan un método simplificado para identificar y abordar las deficiencias sísmicas dentro de las edificaciones existentes de hasta tres pisos de mampostería confinada y simple. Los métodos propuestos para el reforzamiento de las viviendas utilizan prácticas locales de construcción y materiales disponibles en la zona, para aumentar la accesibilidad directa a los propietarios de las viviendas y facilitar la aplicación a escala con el enfoque de proyecto conducido por el propietario.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean reconocer: Swisscontact, el SENA, y La Caja de la Vivienda Popular. También nos gustaría reconocer a los Ingenieros, José Joaquín Álvarez Enciso por su valiosa aportación, Eduardo Castell en nombre de la AIS, y Luis Guillermo Aycardi en nombre de la fundación vivienda segura por su apoyo en el desarrollo de los procedimientos de Bogotá

REFERENCIAS

- [1] Hausler, E. 2005. Long-term change in construction practice through post-earthquake reconstructions. Presented at the 1st International Conference on Urban Disaster Reduction, Kobe, Japan.
- [2] *Seismic Evaluation and Retrofit Manual, MTPTC Training, April & May 2011*. Build Change & Degenkolb Engineers, rev. September 2013.
- [3] *Seismic Evaluation of Existing Buildings*, ASCE/SEI 31-03.
- [4] *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, ASCE/SEI 41-06.
- [5] *Seismic Evaluation and Rehabilitation of Existing Buildings*, ASCE/SEI 41-13.
- [6] *Procedures for Postearthquake Safety Evaluation of Buildings*, ATC-20, 1989.
- [7] *Guide de Renforcement Parasismique et Paracyclonic des Batiments*, MTPTC, Haiti, 2013.
- [8] *Building Back Housing in Post-Disaster Situations – Basic Engineering Principles for Development Professional: A Primer*. Build Change for International Resources Group (IRG), USAID, January 2012, revised January 2014, Draft.
- [9] *Seismic Retrofit of Housing in Post-Disaster Situations– Basic Engineering Principles for Development Professional: A Primer*. Build Change for Parsons Engineering, USAID, January 2014, Draft.
- [10] “Homeowner-Driven Housing Reconstruction and Retrofitting in Haiti: Lessons Learned, 4 Years After the Earthquake,” Build Change 2014.
- [11] *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10*, Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial y Comisión Asesora Permanente Para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, 2010.
- [12] *Decreto 523*, Secretaría General de la Alcaldía Mayor de Bogotá D.C., 2010.
- [13] Giraldo Galvis, J.A. y Méndez Nivia, D.M. 2006. Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica en Viviendas de Mampostería en Estratos Uno y Dos Según Tipificación de la Estructura. Facultad de Ingeniería de la Universidad de Los Andes, Bogotá DC, Colombia.



Grading Ground Motion Modification Procedures for Structural Analysis Based on Conditional Scenario Spectra

Calificación de Procedimientos de Modificación de Acelerogramas para Análisis Estructural Basada en Escenarios Sísmicos Condicionales

Carlos Arteta^{1*}, Silvia Mazzoni², Norman Abrahamson³

¹Professor, Department of Civil and Environmental Engineering, Universidad del Norte, Barranquilla, Colombia

²Associate Researcher, PEER, University of California, Berkeley, USA

³Adjunct Professor, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, USA

ABSTRACT

Ground motion selection and modification procedures have grown in number and complexity in the last ten years. This is in part, because once-intricate nonlinear dynamic analyses are now routine practice in structural engineering offices, hence increasing the demand for accelerograms with particular time-series properties. The primary reason for scaling and modifying these time series is to attain specific intensity and/or frequency content characteristics that allow running a small suite of recordings over a structural model while still gathering meaningful values and ranges of engineering demand parameters. This paper presents the comparison between two ground-motion-modification procedures for structural analysis. The modification methods presented herein are based on matching a target spectrum where a Uniform Hazard Spectrum is used as target. Of the two ground motion modification methods used, one matches the target spectra tightly at all periods of interest, while the other does it in a weak manner by matching the target on the average while allowing for some variability in the spectra of the individual ground motions around the target. Suites of ground motions selected and modified with the methods in discussion were used to perform nonlinear dynamic analyses of a code-compliant reinforced concrete multistory frame with special detailing. The two methods were graded on the basis of the resulting hazard of a set of structural engineering demand parameters. This hazard is calculated by comparing responses from the modification method sets to those from a large suite of ground motions with assigned rates of occurrence that reproduce the hazard over 10^{-2} to 10^{-5} annual exceedance for periods of 0.1 to 4 seconds. Results show that while both methods yield the same mean response with known dispersion in the elastic domain, the response of the nonlinear inelastic system subjected to the ground-motion suites corresponding to the two methods of modification vary in the median level (e.g. differ in hazard) as well as in dispersion.

Keywords: Conditional Scenario Spectra, ground motion selection and modification, structural response, engineering demand parameter hazard.

* carteta@uninorte.edu.co



1 INTRODUCTION

Selection and modification of earthquake ground motion records for geotechnical and structural response history analyses (RHA) is a subject of ongoing research (Watson and Abrahamson, 2006; Baker and Cornell, 2006; Huang et al., 2009; Baker, 2011). The primary reason for scaling and modifying these time series is to attain specific intensity and/or frequency content characteristics that allow running a small suite of recordings over a structural model while still gathering meaningful values and ranges of engineering demand parameters. For structural analyses one of the most renowned methods make use of a Conditional Mean Spectrum (CMS) (Baker, 2011) that serves as target to selected time series that follow a similar spectral shape. The target CMS matches a Uniform Hazard Spectrum (UHS) for a specific hazard level at one structural period, typically the fundamental one. One of the shortcomings of CMS as target at a single period is that structures undergoing seismic shaking of high intensity might experience fundamental period lengthening and depending on their configuration, higher mode participation might have an important effect on several structural responses. To account for the latter, structural engineers sometimes face the problem of having to perform structural analyses runs with more than one set of ground motions corresponding to selections based on more than one CMS to account for the different relevant structural periods. Other methods for ground motion selection, which satisfy structural engineering desire to perform as few runs as possible, are focused on modifying time series in order to match an UHS. Theoretically, this is over conservative because no single ground motion response spectrum has as high spectral coordinates at all periods but with by using this method, the problem of having to run analyses with many ground motion sets is minimized.

This paper presents the comparison between two ground-motion-modification procedures for structural analysis. The modification methods presented herein are based on matching a target UHS with a selected return period (or hazard level). Of the two ground motion modification methods used, one matches the target spectra tightly at all periods of interest, while the other does it in a weak manner by matching the target on the average, while allowing for some variability in the spectra of the individual ground motions around the target. Suites of ground motions selected and modified with the methods in discussion were used to perform nonlinear dynamic analyses of a code-compliant reinforced concrete multistory frame with special detailing. The two methods were graded on the basis of the resulting hazard of a set of structural response quantities, such as maximum roof displacement or base shear force. This hazard is calculated by comparing responses from the modification method sets to those from a large suite of ground motions selected and scaled based on the so-called Conditional Scenario Spectra (CS). The CS are a set of realistic earthquake spectra with assigned rates of occurrence that reproduce the hazard at a site over 10^{-2} to 10^{-5} annual exceedance for periods of 0.1 to 4 seconds

Results show that while both methods yield the same median response with known dispersion in the elastic domain, as represented by the response of elastic single-degree-of-freedom systems (e.g. pseudo acceleration for a given damping ratio at different periods), the response of nonlinear inelastic systems subjected to the ground-motion suites corresponding to both modification methods vary in the median level (e.g. differ in hazard) as well as in dispersion. It is shown that the ground motions of the tightly matched set produce median responses that are closer to their expected hazard level.

2 SEISMIC HAZARD ESTIMATION

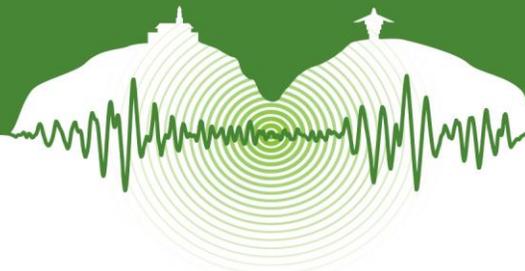
2.1 Probabilistic Seismic Hazard Analysis (PSHA)

Treasure Island in California, United States was selected as the site of interest for the purpose of estimating the seismic hazard and code-based seismic demand for the design of a reinforced concrete structure. The site is located in the San Francisco Bay Area with coordinates (37.82121°N, 122.37163°W). This area is known to be an active crustal region of high seismicity; specifically, the San Andreas and Hayward faults flank the selected site and are the two main sources of seismic hazard.

The seismic hazard at a site, influenced by k sources (e.g. faults), can be estimated by the integral in Equation 1:

$$v(S_a > z) = \sum_{k=1}^{\#Faults} N_k(M_{min}) \iint f_{M,k}(m) f_{R|M,k}(r|m) P(S_a > z|M, R) dr dm \quad (1)$$

where $v(S_a > z)$ is the annual frequency with which spectral acceleration (at a given period) z is exceeded; M is the earthquake magnitude and R is the distance from the source to the site; $N(M_{min})$ is the annual rate of earthquakes with magnitude greater than or equal to M_{min} ; $f(m)$ and $f(r|m)$ are probability density functions expressing the relative change of occurrence of different earthquake scenarios; $P(S_a > z|M, R)$ is the conditional probability of observing a ground motion parameter, such as spectral acceleration (S_a) at a given period, greater than z for a given earthquake magnitude and distance. Typically this conditional probability is estimated using available empirical Ground Motion Prediction Equations (GMPEs) (e.g. Boore et al., 2014; Campbell & Bozorgnia, 2014; Chiou & Youngs, 2014; Idriss, 2014; Abrahamson et al., 2014) but could also be estimated by scenario-based simulations of seismic wave propagation.



Hazard curves from a PSHA for the site are depicted in Figure 2a for different periods. The hazard deaggregation gives the fractional contribution of different scenario pairs (e.g. earthquake magnitude and distance) to the total hazard. For the Treasure Island site, contribution to a selected hazard level of 2.5×10^{-4} , corresponding to a return period of $TR = 4,000$ years is commanded by earthquake scenarios with distance to seismic source, $R = 5$ to 30 km and Moment Magnitude, $M_w = 6.0$ to 8.5 ; the selected NEHRP soil class was C with V_{s30} in the range 360 to 760 m/s. Figure 1 describes the parameters contributing to the seismic hazard at different spectral periods for the selected hazard level which approximately has a probability of exceedance of 2.5% in 100 years.

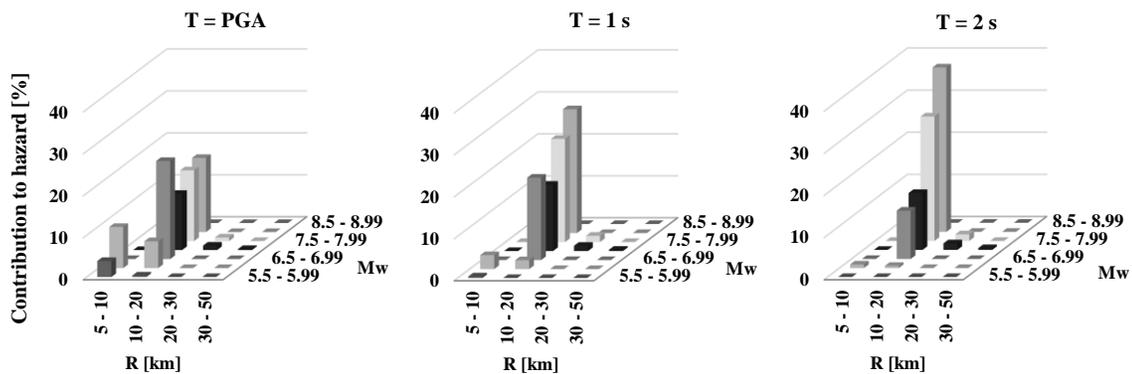


Figure 1: Deaggregation of the seismic hazard for PE 2.5% / 100yrs.

2.2 Code-based seismic demand estimation

Following conventional practice using ASCE 7 (2010), Maximum Considered Earthquake (MCE) seismic demands are obtained at the short period and at 1s period. These are adjusted for site effects, and then further adjusted to the design level by factor $2/3$. The resulting design spectral acceleration parameters are $SDS = 1.00$ and $SDI = 0.52$. Because the case study building is categorized as Risk Category I and has $(0.50 \leq SDS)$ and $(0.20 \leq SDI)$, it is assigned to Seismic Design Category D. For design, this elastic design response spectrum was reduced by response modification factor R to account for the expected inelastic behavior. Figure 2b show three code-based response spectra: MCE level, design level (S_a) and design level affected by $R=8$ and a calculated over-strength factor from pushover analyses ($\Omega \approx 1.23$). Also shown is an estimated target UHS for a return period of 4,000 years.

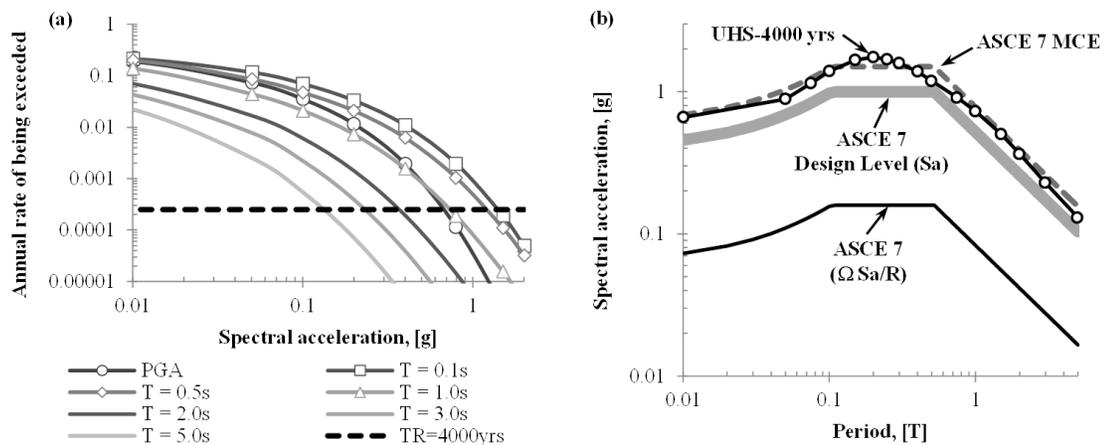


Figure 2: Seismic hazard: (a) hazard curves; (b) uniform hazard spectrum for 4,000 years return period and code-based response spectra (5% damped).



3 STRUCTURAL DESIGN AND INELASTIC MODELING

3.1 RC framing system: code-based analysis and design

An 8-story reinforced concrete building was selected as the object of study to analyze the impact of two different ground motion selection methods in structural responses. Figure 3 depicts the general geometric properties of the structure of analysis. Plan dimensions are 117 ft x 97 ft and total height is 96 ft. The structural system comprises circular gravity load columns and external special moment resistant frames (SMF) to resist lateral loads due to seismic demand. Analyses for combined gravity and lateral seismic loads followed ASCE-7. A three-dimensional, linear structural model of the buildings was implemented in the computer software ETABS (CSI, 2008). The model accounted for degraded stiffness of the structural elements due to seismic loading. The effective inertia of the beams was set to 35% of the gross inertia and those of the columns were set in the range 50% to 70% according to their gravitational axial loading. A response modification factor $R = 8$ was selected. Concrete was assumed normal weight ($\gamma_c = 150 \text{ lb/ft}^3$) with nominal strength $f'_c = 6 \text{ ksi}$ for beams and columns of the SMFs. The elastic modulus of the reinforced concrete structural elements was computed as $57000\sqrt{f'_c}$ [psi]. Reinforcing steel was assumed ASTM A706 with nominal yielding strength of $f_y = 60 \text{ ksi}$.

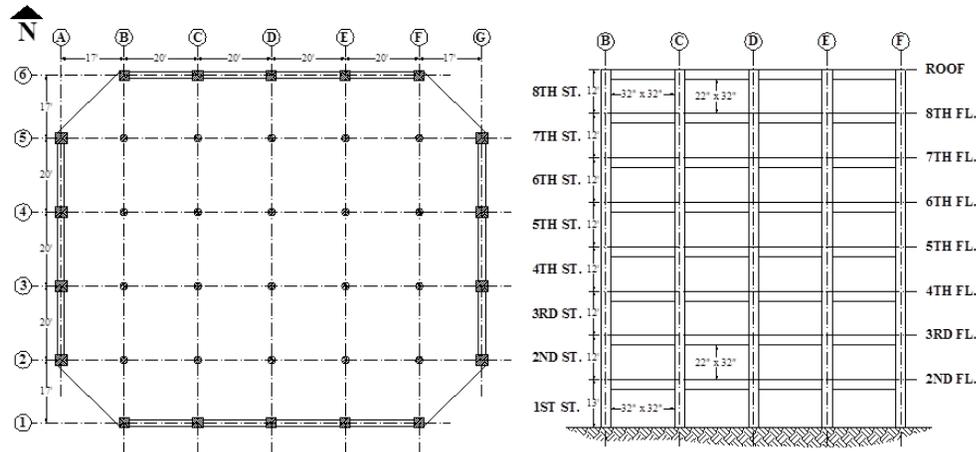


Figure 3: General layout of structural elements: (a) plan; (b) elevation of frame 1.

Seismic load effects on the structural members were calculated by means of the Equivalent Lateral Force Analysis described in ASCE 7. The design spectrum depicted in Figure 2b was used as the seismic demand after reducing it by R . A modal analysis was performed over the structure to calculate its dynamic properties. Since the nonlinear modelling was performed over a 2D-model representative of half the structure in the EW direction, in the following, the mentioned values will only refer to that direction of analysis. The fundamental period was $T_{1EW-Dir} = 1.75\text{s}$ and second and third translational modal periods were 0.53s and 0.27s respectively. Design base shears including response modification factor R were $V_{bEW} = 721.5 \text{ kN}$ ($V_{bEW} / W = 4.8\%$). Maximum inter-story drift ratio was 1.61% which is below the maximum allowed of 2%. Design of the reinforced concrete structural elements (beams and columns) was performed in accordance with provision for special moment frames in ACI-318 (2011). Columns were 32 x 32 in. with minimum longitudinal steel ratios (total area of steel to gross area ratio) $\rho_{min} = 1.00\%$ and transverse steel ratio with $A_v / bs > 0.87\%$, where A_v is the total area of transverse reinforcement within distance s of two adjacent layers and b is the core dimension of column. Beams were 22 x 32 in. with longitudinal steel ratios (area of tension reinforcement divided by web width and effective depth) ranging from $\rho = 0.39$ to 0.54% and transverse steel ratios $A_v / bs > 0.63\%$. The slab was 8 in. thick at all floors.

3.2 Inelastic model for seismic performance assessment

To capture epistemic uncertainty in modeling, two planar inelastic mathematical models, representative of half the structure in the EW-direction, were constructed: (i) *LC Model* and (ii) *NLC Model*. The LC Model (leaning column model) accounts for P-Delta effects due to high axial load in the gravity load resisting system through a so-called leaning column which is a mathematical artifact that effectively reduces the tangent stiffness of the system at large displacements. NLC Model only accounts for P-Delta effect due to axial loading of the SMF. The software package OpenSees (McKenna et al., 2000) was selected as the modeling tool because its nonlinear analysis capabilities allow conducting a large number of simulations and its efficacy has been validated by



the research community for many years. Static nonlinear analyses (“pushover”) and dynamic nonlinear analyses were performed on the structures.

Force-based nonlinear beam-column elements with concentrated plasticity at the ends were used to model all structural elements (Scott and Fenves, 2006). Fiber sections assigned to the plastic hinge regions simulate material nonlinearities while accounting for moment-axial load interaction. For nonlinear dynamic analyses, mass and stiffness-proportional Rayleigh damping was used to simulate the energy dissipation characteristics of the building that is not accounted for by the nonlinear behavior of the structural elements. The Rayleigh damping coefficients were established to achieve a damping ratio of $\zeta = 2.5\%$ at periods corresponding to the first and third translational vibration modes of the linear model. Calculated periods for the nonlinear models were obtained after applying the vertical load, hence some initial service level cracking is accounted for. The first, second and third periods of the nonlinear model are: $T_{1EW-NL} = 1.73s$, $T_{2EW-NL} = 0.54s$ and $T_{3EW-NL} = 0.29s$, which closely match those of the elastic model with cracked sections. Figure 4 shows pushover curves for the two OpenSees models. The influence of P-Delta effects is apparent on the LC Model. The design base shear and yielding base shear, from displacement based analysis (“by hand”) of the designed structure, are also presented. The minimum overstrength factor, defined as the ratio between the maximum base shear of LC Model and the design base shear is, approximately 1.12; the maximum overstrength factor, defined as the ratio between the maximum base shear of the NLC Model and the design base shear is, approximately 1.57.

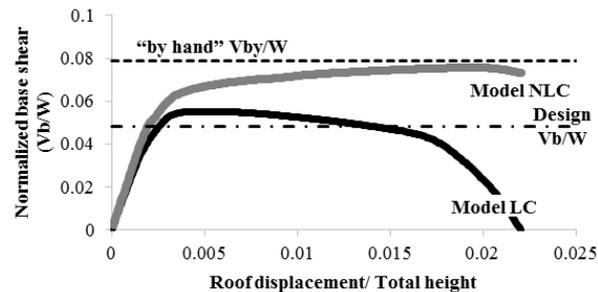


Figure 4: Pushover curves.

4 GROUND MOTION SELECTION AND MODIFICATION PROCEDURES

Structural systems subjected to high intensity shaking undergo relatively large displacements and their period of vibration shifts toward larger values, product of stiffness degradation of the structural elements. For the system shown in Figure 3, the expected lengthening is, on average, approximately 1.5 times the elastic period of vibration. This suggests that to estimate the response of this inelastic multi-degree-of-freedom system (MDOFS) properly, the frequency content of the selected ground motions must be rich enough to properly excite the structural vibration modes that most contribute to the response. For the building in discussion, at least the first and second elastic modes should be excited with enough energy and the expected degraded period should also be covered by the frequency content range of the times series used as the uniform excitation at the base. The building code achieves this by requiring that the average spectrum of the ground motions does not fall below the target design spectrum for the site in a period range between 0.2 and 1.5 times the fundamental elastic period of the structure being analyzed.

4.1 Loose Mean-Spectrum match (LM) set

The LM set comprises twenty ground motions that were selected, scaled and their frequency content was modified such that their average spectrum matches the 4,000-year return period UHS for the site (Figure 5a). This method of ground-motion modification allows for the variability around the mean which tight spectral matching removes (Mazzoni et al, 2013). In addition, the frequency-content modification removes the higher-mode amplification effects that results when records are simply scaled and not modified.

4.2 Tight Component-Spectrum match (TM) set

The TM set comprises of the same twenty ground motions that were selected. The frequency content of these records, however, was modified such that the response spectrum of each component matched the target spectrum for the site (Figure 5b). This method is used in many structural-engineering project because of it meets the design code requirements and is easy to implement and use.

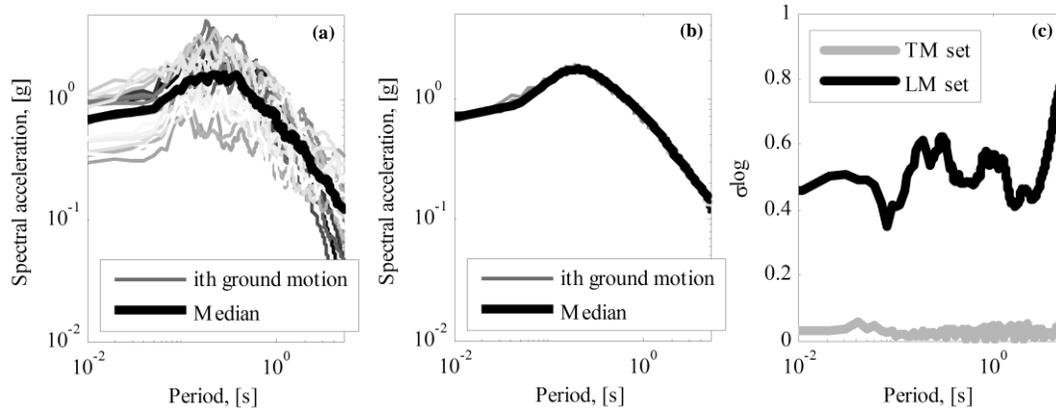
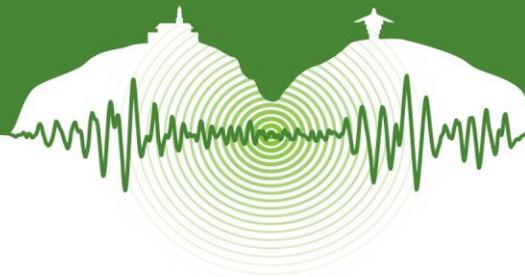


Figure 5: Selected ground motion set and their variability: (a) LM set, with variability around the median; (b) TM set, without much variability; (c) variability (in log units) of the LM and TM sets for different periods.

4.3 Structural responses

The inelastic mathematical models of the building were subjected to simulated seismic shaking using the two sets of ground motions described above. Excluding collapses, Figure 6 show two engineering demand parameters (EDP) for each run: (a) maximum roof drift ratio (RDR), defined as the lateral displacement of the roof divided by the total height of the building, versus the elastic spectral displacement at the elastic fundamental period ($Sd_{(T_1)}$); and (b) maximum base shear normalized by the weight of the building versus spectral acceleration at the fundamental period ($Sa_{(T_1)}$). Under each set of ground motions, the response of both mathematical models of the building (i.e. NLC and LC model) is included. It is apparent how both ground motion sets differ in dispersion of the elastic ground motion parameters (i.e. spectral coordinates of pseudo acceleration or displacement are concentrated around a single value for the TM set), while the structural response dispersion difference is not as obvious.

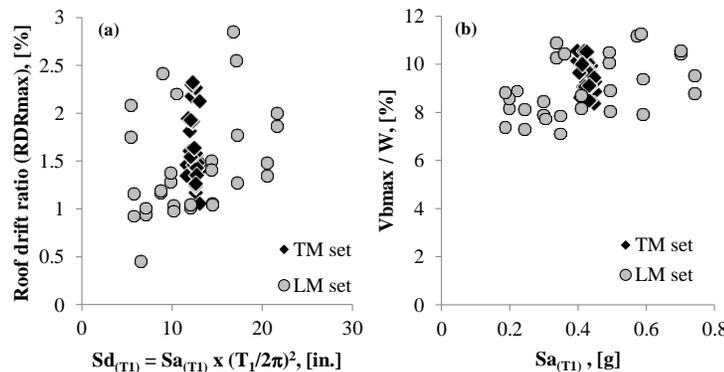


Figure 6: Structural response under each set of ground motions: (a) maximum roof drift ratio versus elastic spectral displacement at the fundamental period; (b) normalized maximum base shear versus spectral acceleration at the fundamental period.

Median values and dispersion estimates of the EDPs of interest are depicted in the boxplots of Figure 7. Median values, product of the TM set runs, are 3% to 13% larger than those from the LM set. The structural responses reported here follow a logNormal distribution with unbounded values on the upper tail of the distribution due to structural collapses. To overcome the latter, the dispersion of the EDPs is calculated with a standard deviation estimate according to Equation 2:

$$\sigma_{log} \approx \frac{\ln Ri_{p84} - \ln Ri_{p16}}{2} \quad (2)$$

where $\ln Ri_{p16}$ and $\ln Ri_{p84}$ are, respectively, the 16th and 84th percentile of the natural logarithm of the response of interest. The dispersion from the runs corresponding to the LM set is 2.3 to 2.9 times larger than those from the TM set. For analyses under the TM set, it is important to notice how the response of the inelastic MDOFS dispersion is not as low as the dispersion of the input



ground motions, represented by their elastic response spectra. This result supports the hypothesis that spectral shape is not the only relevant parameter of the input ground motions that drives the response of inelastic MDOFS.

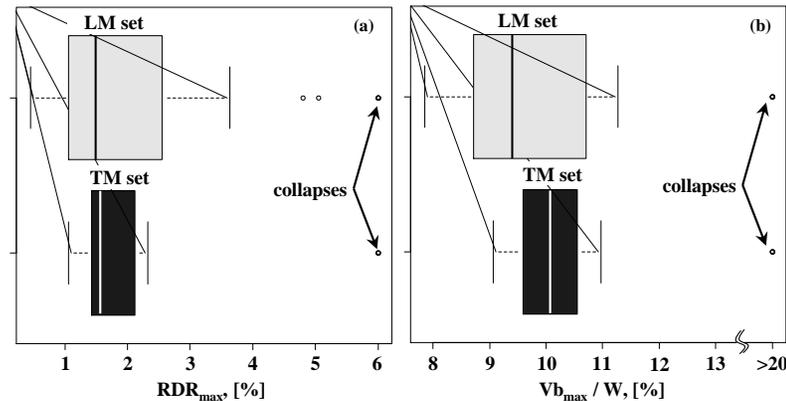


Figure 7: Boxplots of the structural responses.

5 CONDITIONAL SCENARIO SPECTRA (CS)

It is observed that the structural responses of the inelastic MDOFS under both sets of modified ground motions differ in their median value as well as in their dispersion. Based on the latter, an open question that still needs to be answered is: which method produces a more adequate answer. To respond to this, the following focuses on defining a methodology to grade the median values of the EDPs of interest, based on their associated hazard. It is expected that the better estimate of the median EDPs will have a hazard closer to the hazard level of 2.5×10^{-4} , since both ground motion modification methods were based on matching the UHS with 4,000 year return period.

5.1 Conditional scenario spectra (CS)

The conditional scenario spectra (CS) (or simply scenario spectra) are a set of realistic earthquake spectra with assigned rates of occurrence based on their spectral shape and intensity. To ensure that each spectrum has the correct shape, the CS ground motion selection procedure makes use of estimated CMSs, anchored at the fundamental period of the structure, at different hazard levels. Ground motions time series are selected based on the hazard deaggregation at the site and are scaled to capture the peak and trough variability around a CMS at various hazard levels. The initial assigned rate of occurrence for each time series is based on the hazard level of the UH at the conditioning period of the aforementioned CMSs. The assigned rates to each time series are then numerically optimized such that their calculated hazard matches the target hazard curves for a range of hazard levels and frequencies of interest.

Figure 8a presents the set of 402 ground motion spectra used for this study along with their final assigned rates of occurrence (Figure 8b). As mentioned before, the main feature of the CS is that the suite of records used and their assigned rates, allow recovering the hazard at a site over a range of periods. The hazard recovered from the CS is estimated by means of Equation 3:

$$v_{CS}(S_a > z) = \sum_{i=1}^{\#CS} \vartheta_i P(S_{a,i} > z) \quad (3)$$

where $v_{CS}(S_a > z)$ is the annual frequency with which spectral acceleration z is exceeded for a given period; ϑ_i is the assigned rate of each time series; and $P(S_{a,i} > z)$ is the probability (e.g. either 1 or 0) that the spectral acceleration of time series i exceeds level z at the period of interest.

Figure 9 shows the target and recovered hazard curves for hazard levels from 10^{-2} to 10^{-5} and three periods of interest: the first (T_1) and second (T_2) elastic periods of the structure of this study as well as the degraded period ($T_3 \approx 1.5T_1$). The recovered hazard curves are in good agreement with the target seismic hazard curves for the Treasure Island site, being closer for the conditioning fundamental.

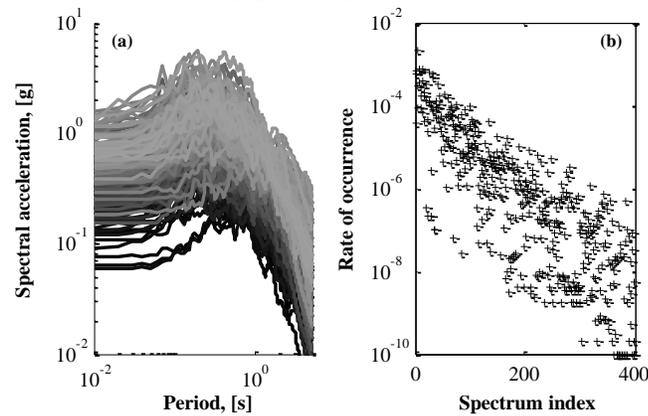


Figure 8: Scenario spectra: (a) 402 scenario spectra (5% damped); (b) assigned rate of occurrence for each spectrum of the CS.

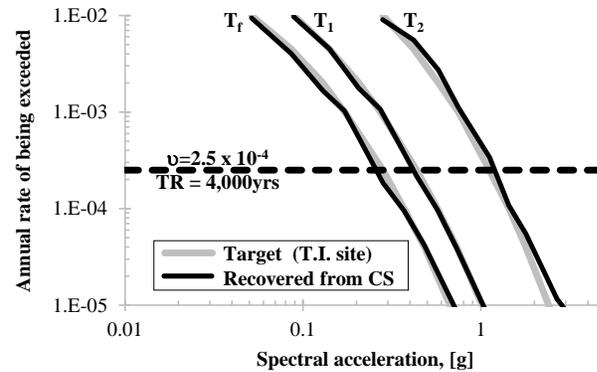


Figure 9: Hazard curves at different periods recovered from scenario spectra.

5.2 EDP hazard curves from CS

Figure 10 shows engineering demand parameters estimated using the inelastic NLC model and the ground motion set associated with the CS described above. The same type of data was estimated with the LC model and the results were averaged with equal weights for each model. It is interesting to notice that one of the depicted EDPs is bounded by the strength of the building while the other is practically unbounded and is related to the displacement of the framing system. It is also worth mentioning, that the CS ground motion set covers low and very high levels of intensity that may drive the inelastic model into the collapse range.

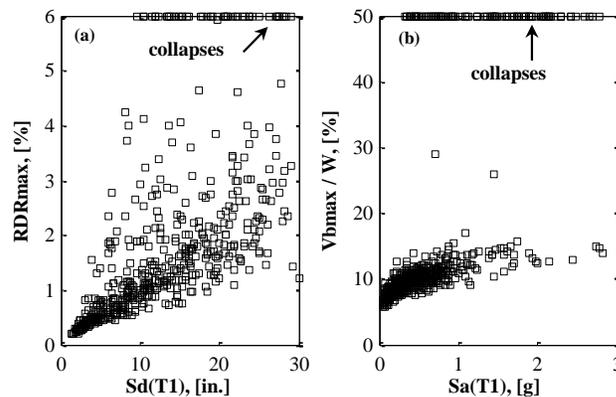


Figure 10: Engineering demand parameter response from CS runs on the NLC model: (a) maximum roof drift ratio versus elastic spectral displacement at the fundamental period; (b) normalized maximum base shear versus spectral acceleration at the fundamental period.



To construct an objective ground for comparison of the EDPs estimated with the LM and TM ground motion sets, product of the modification methods in study, the EDPs from the CS set, along with the assigned rates of each time series, can be used to estimate a hazard curve for EDPs using Equation 4:

$$v_{EDP}(EDP > d) = \sum_{i=1}^{\#CS} \vartheta_i P(EDP_i > d) \quad (4)$$

where $v_{EDP}(EDP > d)$ is the annual frequency with which demand level d is exceeded; and as before, $P(EDP_i > d)$ is the probability (e.g. either 1 or 0) that the EDP from time series i exceeds level d .

Boxes (a) and (b) of Figures 11 and 12 show hazard curves for the maximum RDR and the normalized maximum base shear. Also shown are the responses from the TM and LM set runs, which are placed at the expected abscissa of 4,000 years return period (rate of 2.5×10^{-4}). To compare the adequacy of the response estimates from both sets of ground motions, Figures 11c and 12c depict the median values of the EDPs of interest and their interpolated rate of being exceeded. It is observed that the interpolated rates for the TM set medians are closer to the expected hazard of 1/4,000 years. Furthermore, the median value of the normalized maximum base shear estimated with the TM set is almost on top the hazard curve for return period 4,000 years. On the other hand, due to the steep behavior of the aforementioned EDP, the rate of the median response from the LM set is deemed unconservative at 1/850 years approximately.

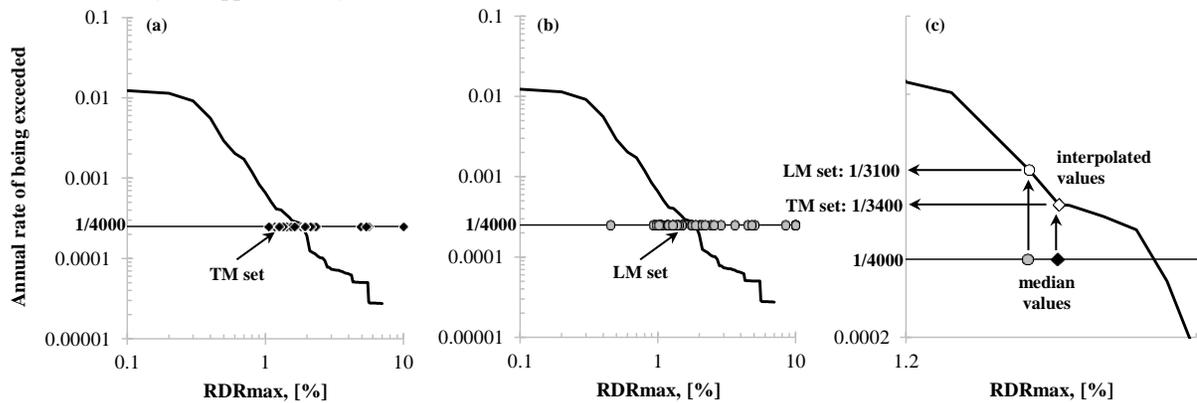


Figure 11: Hazard curves for maximum roof drift ratio: (a) with responses from the TM set; (b) with responses from the LM set; (c) interpolated rates for median values from runs with the TM and LM set.

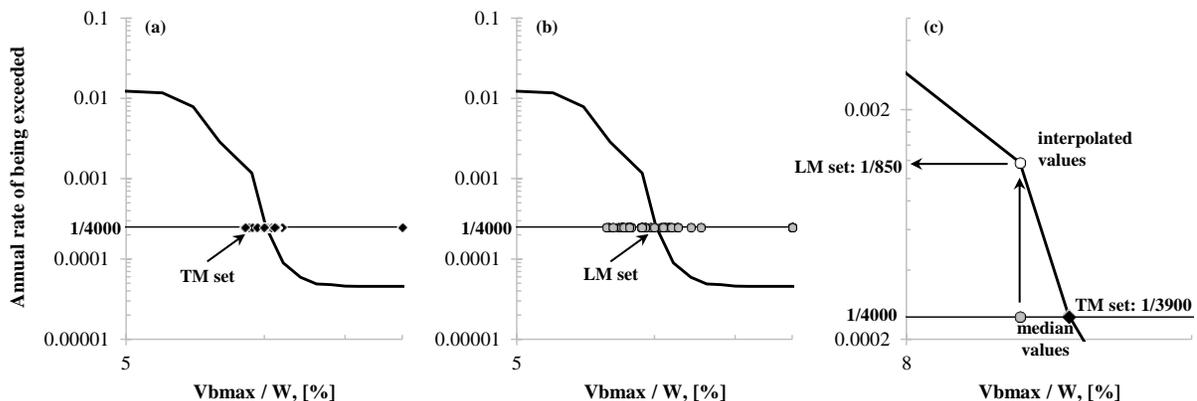


Figure 12: Hazard curves for normalized base shear: (a) with responses from the TM set; (b) with responses from the LM set; (c) interpolated rates for median values from runs with the TM and LM set.

CONCLUSIONS

A methodology was presented in which Conditional Scenario Spectra (CS) are utilized to construct hazard curves for engineering demand parameters (EDPs). The rates of these demand parameters serve as basis to grade the adequacy of two sets of ground mo-



tions, product of two different modification procedures. The two sets are similar in that their mean response spectrum approximately matches a target UHS with return period 4,000 years. The two sets differ in that one had variability around the mean spectrum while the other is a set comprised of spectrally matched time series with low variability.

The estimated median EDPs of each procedure are graded by interpolating their rate of being exceeded within their hazard curves from the CS. It was observed that median inelastic responses from the low variability ground motion set have rates closer to their matched target UHS.

In addition to the value of the results of this comparison, the methodology used in this paper is a valuable tool in evaluating any set of ground motions.

REFERENCES

- ACI Committee 318. 2011. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-11). *American Concrete Institute*: Farmington Hills, MI.
- ASCE. 2010. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-10). *American Society of Civil Engineering/ Structural Engineering Institute*: Reston, VA.
- Abrahamson, N.A., Silva, W.J., and Kamai, R. 2014. Summary of the ASK14 Ground Motion Relation for Active Crustal Regions. *Earthquake Spectra*. Vol 30, N° 3, pp. 1025-1055.
- Baker, J.W. 2011. Conditional Mean Spectrum Tool for Ground Motion Selection. *Journal of Structural Engineering*. Vol 137, N° 3, pp. 322-331.
- Baker, J.W. and Cornell, C.A. 2006. Spectral Shape, Epsilon and Record Selection. *Earthquake Engng Struct. Dyn.* Vol 35, N° 9, pp. 1077-1095.
- Boore, D.M., Stewart, J.P., Seyhan, E., and Atkinson, G.M. 2014. NGA-West2 Equations for Predicting PGA, PGV, and 5% Damped PSA for Shallow Crustal Earthquakes. *Earthquake Spectra*. Vol 30, N° 3, pp. 1057-1085.
- Campbell, K.W. and Bozorgnia, Y. 2014. NGA-West2 Ground Motion Model for the Average Horizontal Components of PGA, PGV, and 5% Damped Linear Acceleration Response Spectra. *Earthquake Spectra*. Vol 30, N° 3, pp. 1087-1115.
- Chiou, B.S. and Youngs, R.R. 2014. Update of the Chiou and Youngs NGA Model for the Average Horizontal Component of Peak Ground Motion and Response Spectra. *Earthquake Spectra*. Vol 30, N° 3, pp. 1117-1153.
- CSI. (2008). ETABS – Extended 3D Analysis of Building Systems (Version 9.5.0) [software], *Computers and Structures, Inc.*, Berkeley, USA.
- Filippou, F.C., Popov, E.P., and Bertero, V.V. 1983. Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints. Report UCB/EERC-83/19, *Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley, USA.
- Huang, Y.N., Whittaker, A.S., Luco, N., and Hamburger, R.O. 2009. Scaling Earthquake Ground Motions for Performance-Based Assessment of Buildings. *Journal of Structural Engineering*. Vol 137, N° 3, pp 311-321.
- Idriss, I.M. 2014. An NGA-West2 Empirical Model for Estimating the Horizontal Spectral Values Generated by Shallow Crustal Earthquakes. *Earthquake Spectra*. Vol 30, N° 3, pp. 1155-1177.
- Mazzoni, S., Hachem, M., and Sinclair, M. 2012. *An Improved Approach for Ground Motion Suite Selection and Modification for Use in Response History Analysis*. Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon.
- McKenna, F., Fenves, G. L., Scott, M. H., and Jeremic, B. 2000. Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees) [software]. *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley, USA.
- Scott, M. H., and Fenves, G. L. 2006. Plastic Hinge Integration Methods for Force-Based Beam-Column Elements, *Journal of Structural Engineering*. Vol 132, N° 2, pp. 244-252.
- Watson-Lamprey, J. and Abrahamson, N. 2006. Selection of Ground Motion Time Series and Limits on Scaling. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. N° 26, pp. 477-482.



Evaluación y análisis del riesgo en las principales ciudades de Colombia

Risk assessment evaluation and the analyses for the main cities in Colombia

Juan F. Pulido¹, Luis Yamin², Raúl Rincón³

¹MSc. Ingeniero Estructural, Ingeniería Técnica y Científica, ITEC S.A.S., Bogotá, Colombia

²Profesor Asociado, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia

³Asistente Investigación, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia

RESUMEN

El análisis de riesgo ante amenazas naturales permite estimar la pérdida de vidas humanas y las pérdidas físicas asociadas a los escenarios catastróficos probables para una región geográfica determinada. El análisis del riesgo se puede realizar para determinar valores probables de daños físicos o pérdidas económicas en portafolios de exposición de países, regiones, ciudades o cualquier otro nivel de análisis seleccionado. Para la evaluación del riesgo se requiere desarrollar modelos de amenaza que representen la recurrencia de eventos catastróficos científicamente factibles, portafolios de exposición que caractericen los elementos expuestos en una región geográfica que pueden verse afectados por la amenaza definida, y funciones de vulnerabilidad que cuantifiquen de manera aproximada el daño esperado en los componentes representativos del portafolio para diferentes niveles de intensidad de la amenaza. Como producto del análisis del riesgo se obtiene el daño físico esperado para cada uno de los componentes expuestos a partir de lo cual se calculan diferentes parámetros o medidas del riesgo como son: la Pérdida Anual Esperada (PAE) y la Pérdida Máxima Probable (PMP). En este artículo se presenta un resumen de la metodología propuesta para la evaluación simplificada del riesgo en tres ciudades principales de Colombia: Bogotá, Medellín y Cali. La amenaza sísmica se evalúa con base en la información sismo-tectónica más reciente disponible incluyendo los efectos de sitio en cada ciudad según los estudios de microzonificación sísmica disponibles. Por otro lado en cada una de las ciudades se conforma la base de datos de exposición utilizando para el efecto la información pública disponible con diferentes niveles de resolución. Las funciones de vulnerabilidad sísmica asociadas a los elementos expuestos se toman a partir de referencias seleccionadas. El análisis permite comparar el riesgo en las tres ciudades en términos de la PAE y de la PMP. Se realiza una evaluación del riesgo integrado de las tres ciudades con el fin de establecer los escenarios críticos para el portafolio conjunto. Finalmente se presentan las conclusiones y recomendaciones para el desarrollo de modelos del riesgo y su evaluación como herramienta para la reducción de la vulnerabilidad física y financiera en las ciudades de estudio.

Palabras clave: Riesgo, portafolio de exposición, amenaza sísmica, funciones de vulnerabilidad.

ABSTRACT

The risk assessment against natural hazards allows estimations for the human and physical losses associated to different likely catastrophic scenarios for a given geographic region. The risk assessment can be used to determine the probable values of physical damage or economic losses for exposure portfolios of countries, regions, cities or any other level define for the analysis. For the risk assessment it is necessary the development of hazard models that represent the probability of exceedance of independent stochastic events, exposure portfolios databases that includes the characteristics elements associated for the components of a region susceptible to the hazard, and vulnerability functions intended to quantify the mean damage ratio (MDR) for different hazard levels for each one of the components associated to the exposure databases. The estimation of physical damage based on the risk assessment can be evaluated in terms of Annualized Loss Expectancy (ALE) and Probable Maximum Loss (PML). This paper presents a proposed simplified methodology for the risk assessment in three different cities of Colombia: Bogotá, Medellín and Cali. The seismic hazard is evaluated based on the most accurate available models of seismic tectonic, including the sites effects for each city according to the available seismic micro-zoning. Meanwhile, the exposure databases are conformed using the available public sources at different resolution levels for each one of the cities under study. The associated seismic vulnerability functions for each one of the exposure components are defined from selected references. The analysis allows the comparison of ALE and PML for the three cities. The site effect sensibility analysis and integrated risk assessment analysis are conducted to establish the critical scenarios for the complete portfolio. Finally, conclusions and recommendations are presented for the devel-



oment of risk models and further reduction of physical and financial vulnerability for the cities under study.

Keywords: Risk assessment, exposure assets, seismic hazard, vulnerability functions

1 INTRODUCCIÓN

Los desastres por eventos naturales representan un importante reto para la estabilidad y sostenibilidad económica de los países. En general, para el caso de Colombia, país que tiene la tasa más alta de recurrencia de desastres detonados por eventos naturales en Latinoamérica es imperativo tener en cuenta las pérdidas económicas generadas por eventos naturales. Colombia cuenta con un promedio de más de 600 eventos reportados cada año.

El ritmo de crecimiento económico de Colombia incrementa también su base de activos en riesgo a los desastres naturales. El aumento en activos expuestos puede redundar en aumentos mayores en las pérdidas por desastre, particularmente si las inversiones en nuevos activos no incluyen una inversión similar en mitigación del riesgo y si dichas inversiones no se realizan teniendo en cuenta los planes de ordenamiento territorial y la normativa de diseño vigente.

Considerando el perfil de riesgo catastrófico del país, el gobierno ha venido trabajando por muchos años para reducir su vulnerabilidad física y financiera. Es por esto que se pretende realizar la caracterización de activos públicos y privados en Colombia y generar información referente a las pérdidas máximas probables y a las pérdidas económicas esperadas para escenarios sísmicos estocásticos en las principales fuentes sismogénicas que pueden afectar las principales ciudades de Colombia, entre ellas Bogotá, Cali y Medellín.

2 OBJETIVOS Y ALCANCE

El objetivo principal de este artículo es realizar una evaluación del riesgo y comparar a través de una metodología probabilista las pérdidas físicas para tres ciudades principales en Colombia. Se presenta la metodología simplificada para el análisis de riesgo y los siguientes parámetros o medidas que cuantifican el riesgo:

- Pérdida Anual Esperada (PAE): En términos probabilistas, la PAE es la esperanza matemática de la pérdida anual.
- Pérdida Máxima Probable (PMP): Corresponde a las pérdidas máximas probables para diferentes periodos de retorno considerados y representa un valor de pérdida para un nivel de excedencia determinada.

Las bases conceptuales para el análisis de riesgo incluye el desarrollo de un modelo de amenaza que tiene en cuenta todos los eventos sísmicos con diferente probabilidad de ocurrencia obtenidos de los registros históricos y los estudios de amenaza para las fuentes sismogénicas del entorno Colombiano. Se requiere a su vez del desarrollo de un modelo de exposición de activos públicos y privados y se basa en desarrollos aproximados (“proxy”) con base en sistemas de información geográfica y bases de datos públicas y otros más. Por último se requiere de información de vulnerabilidad que está basada en estudios previos existentes referentes al comportamiento sísmico esperado de los tipos constructivos típicos ante intensidades sísmicas crecientes.

La integración de cada una de estos modelos conceptuales permite estimar los parámetros de cuantificación del riesgo y generar las conclusiones y recomendaciones para el análisis de riesgo en las ciudades principales para el caso de Colombia.

3 ENFOQUE METODOLOGICO

3.1 Procedimiento de análisis

El análisis de riesgo catastrófico se lleva a cabo utilizando modelos analíticos probabilistas que permitan emplear la información disponible de eventos históricos para predecir posibles escenarios catastróficos futuros en los cuales se considere la alta incertidumbre involucrada en el análisis. Para una evaluación consistente y rigurosa del riesgo es necesario evaluar los siguientes componentes principales: la amenaza en términos probabilistas, la exposición que corresponde a los diferentes componentes expuestos

El presente artículo hace parte de las memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica organizado por la Universidad de los Andes y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, Mayo de 2015.



susceptibles de sufrir daño y la vulnerabilidad de los diferentes tipos de componentes expuestos ante las amenazas a evaluar. La Figura 1 presenta el esquema general del modelo probabilista de evaluación del riesgo.

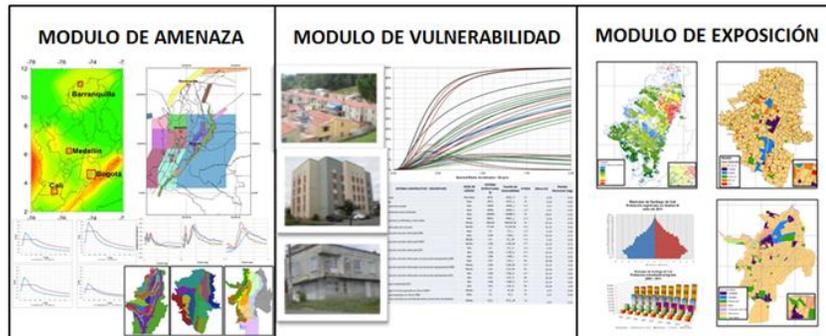


Figura 1: Modelo general de evaluación del riesgo probabilista.

3.2 Modelo de amenaza

La identificación y evaluación de las amenazas que pueden afectar una región determinada constituye uno de los elementos fundamentales del análisis del riesgo. El análisis de las fuentes sismogénicas cercanas a las ciudades de estudio, la evaluación de la recurrencia de magnitudes según los catálogos sísmicos históricos e instrumentales y el análisis de su potencialidad para generar eventos extraordinarios, permiten plantear modelos probabilistas de amenaza sísmica integrales y consistentes con las condiciones locales de sismicidad. Los modelos de evaluación de amenaza que se utilizan en el presente estudio están basados en el sistema CAPRA y en particular para el caso de amenazas sísmica se basan en el análisis con el módulo CRISIS (www.ecapra.org).

La información de amenazas permite obtener entre otras cosas lo siguiente:

- Mapas de intensidades sísmicas para cualquiera de los escenarios estocásticos considerados, cada uno asociado a una frecuencia anual de ocurrencia o periodo de retorno.
- La curva de probabilidad anual de excedencia de la intensidad sísmica en cualquier punto de la zona de estudio.
- Mapas a nivel nacional de amenaza sísmica en términos de aceleración máxima del terreno o de cualquiera de las intensidades sísmicas evaluadas para cualquier período de retorno de interés.
- Espectros de demanda sísmica uniformes para cualquiera de las intensidades sísmicas evaluadas en cualquier punto del territorio.

La amenaza sísmica en la superficie del terreno debe considerar complementariamente los efectos de la respuesta dinámica de los suelos blandos sub-superficiales. Para esto se calculan funciones de transferencia en cada una de las zonas de las ciudades que presenten comportamientos sísmicos similares u homogéneos.

Las Figura 2 presentan un juego de mapas probabilistas de amenaza para cada uno de estos casos de amenaza sísmica para el país. Los mapas se presentan para periodo de retorno de 500 años ($T_r=500$ años) y para diferentes periodos estructurales ($T_e= 0.1, 0.5$ y 1.0 seg). Por otro lado la Figura 3 presenta funciones de amplificación representativas para algunas de las micro zonas en cada una de las ciudades.

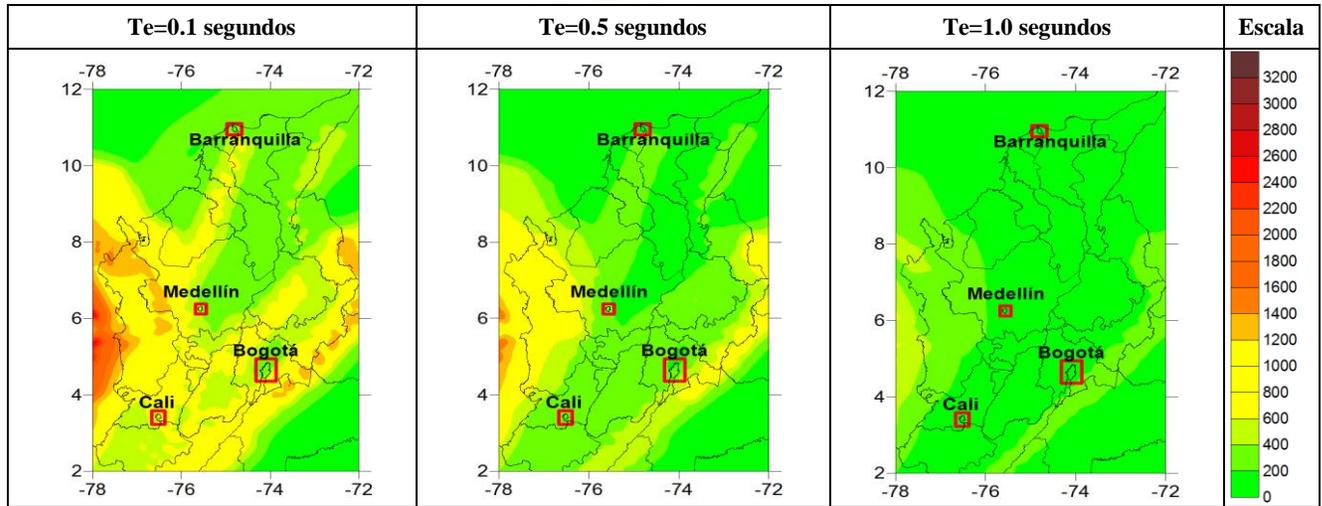


Figura 2: Aceleración Espectral para $T_r = 10, 500$ y 1000 años y $T_e = 0.1, 0.5$ y 1.0 segundos.

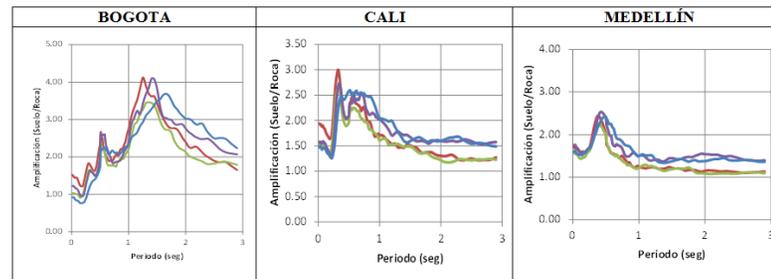


Figura 3: Funciones de transferencia representativas de cada ciudad.

3.3 Modelo de Exposición

El presente análisis se limita a la construcción de bases de datos aproximadas de edificaciones urbanas categorizadas en los diferentes grupos de uso. Para cada una de las ciudades se utilizan diferentes niveles de resolución, de acuerdo con la información disponible. Se explica entonces las fuentes de información y los procedimientos utilizados para la construcción de cada una de las bases de datos de Bogotá, Cali y Medellín.

La información principal utilizada para conformar cada una de las bases de datos de información de edificaciones es la siguiente:

- Nivel de resolución: varía según la disponibilidad de información en cada ciudad. Para el caso de la ciudad de Bogotá la información disponible se encuentra por edificaciones. Para Cali la información disponible se encuentra por barrios y zonas. Por último, para Medellín el nivel de resolución de la información se encuentra por zonas, barrios y equipamientos.
- Grupo de uso: se clasificaron 11 tipos de uso. Los grupos de uso utilizados para el análisis son los siguientes; Residencial Bajo (RB), Residencial Medio (RM), Residencial Alto (RA), Comercial (C), Industrial (I), Salud Privada (SP), Salud Pública (SB), Educación Privada (EP), Educación Pública (EB), Institucional Privado (ITP) e Institucional Público (ITB).
- Altura de la edificación
- Fecha aproximada de construcción
- Asignación de tipos constructivos: se realiza siguiendo algoritmos lógicos de asignación que tiene en cuenta toda la información disponible.



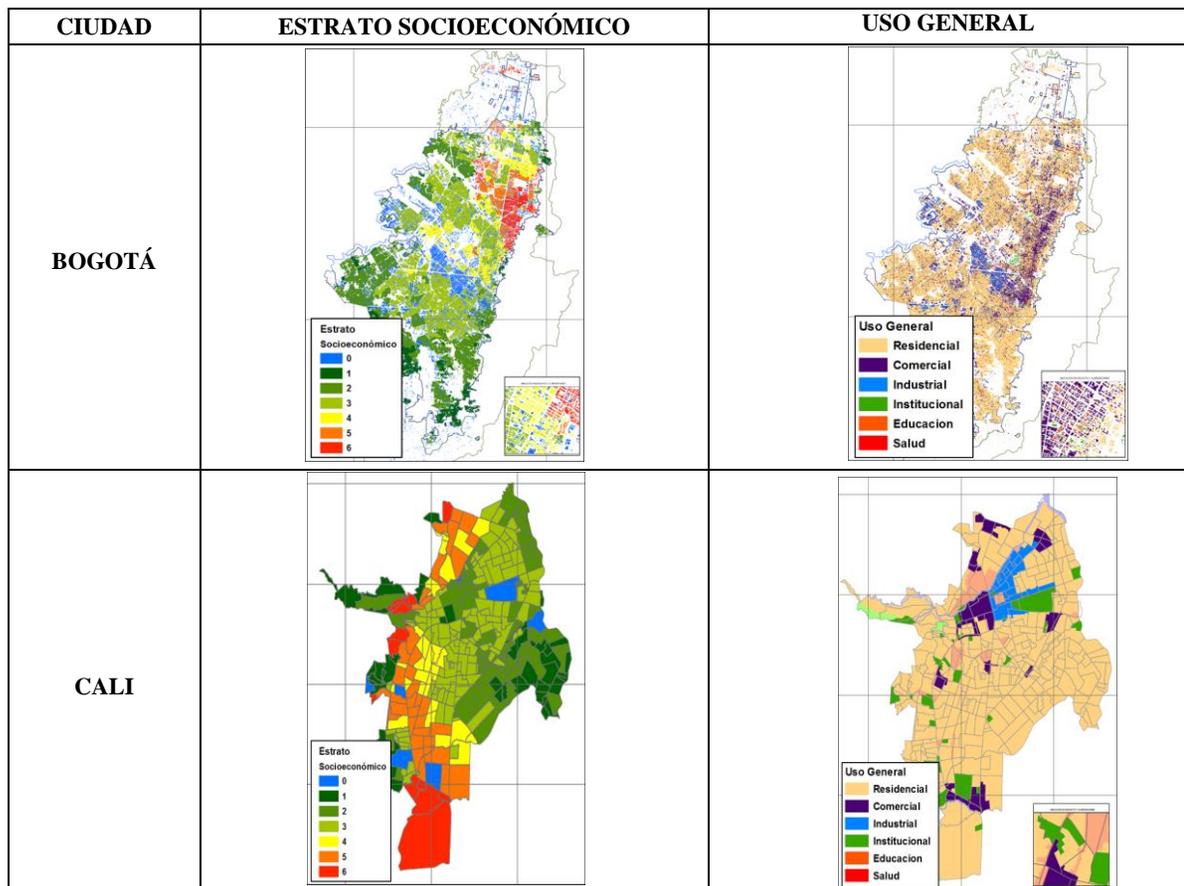
- Costo de reposición: se asignan de acuerdo con valores de referencia por unidad de área construida y según el estrato socio-económico. Los costos de reposición no consideran el costo del terreno, el costo de los contenidos, ni fluctuaciones en los valores comerciales de las edificaciones.

El desarrollo de las bases de datos de cada una de las ciudades resulta en los indicadores generales que se presentan en la Tabla 1.

Tabla 1: Resumen de indicadores de exposición en las ciudades de estudio

Resumen	Unidad	Bogotá	Cali	Medellín
Coordenada Norte	[Grados]	4°35'00"	3°27'00"	6°13'00"
Coordenada Oeste	[Grados]	74°3'00"	76°32'00"	75°36'00"
N° de Habitantes	[Hab]	7,680,288	2,312,542	2,117,040
Extensión de terreno urbano	[km ²]	384.3	121.0	110.2
N° Hab/km ²	[Hab/km ²]	19,984	19,114	19,211
N° edificaciones individuales	[Unidad]	1,603,712	642,373	735,961
Área construida	[km ²]	252.6	54.3	58.4
Valor Expuesto	[COL \$ millones]	363,686,494	75,483,125	85,282,879
Valor promedio	[COL \$ millones/m ²]	1.4	1.4	1.5
m ² construidos/Hab	[m ² /Hab]	32.9	23.5	27.6

En la Figura 4 se presentan algunos indicadores de exposición para cada una de las ciudades de estudio.



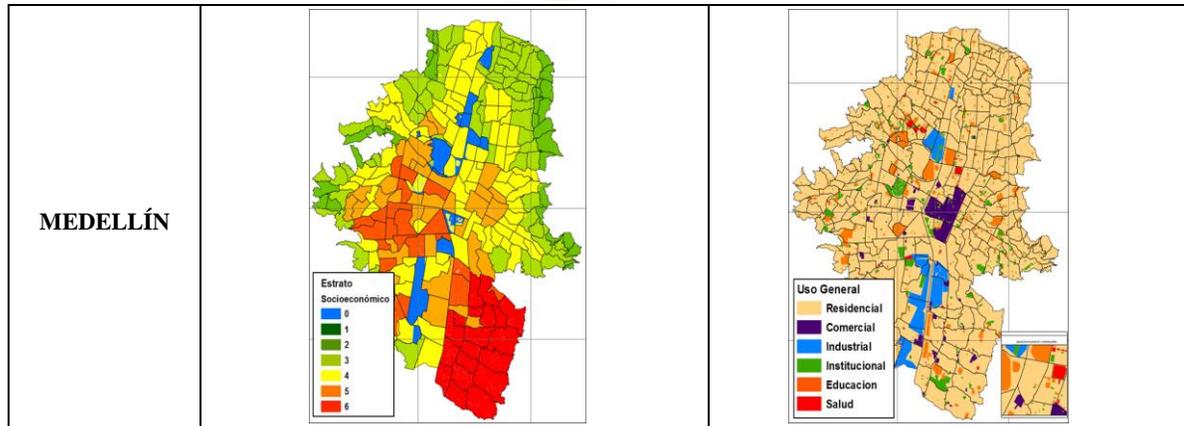


Figura 4: Indicadores de exposición para las ciudades de Bogotá, Cali y Medellín.

3.4 Modelo de Vulnerabilidad

La vulnerabilidad física de los diferentes tipos constructivos se representa mediante funciones de la relación media de daño (RMD) de cada componente con la intensidad del fenómeno que caracteriza la amenaza, en este caso la aceleración espectral. A cada uno de los tipos constructivos característicos se asigna una función de vulnerabilidad específica. Las funciones de vulnerabilidad se seleccionan a partir de información de estudios equivalentes existentes (ERN, 2010; HAZUS, 2003; GAR, 2013).

La Tabla 2 resume los tipos constructivos seleccionados para el análisis, de acuerdo con la información de exposición presentada anteriormente. La Figura 5 presenta la visualización de las funciones de vulnerabilidad utilizadas y de las respectivas varianzas para diferentes grupos de alturas de edificaciones.

Tabla 2: Tipos constructivos utilizados en el análisis

Sistema Constructivo - Descripción	Nivel de Código	Sistema estructural - ID	Función de Vulnerabilidad	Número de pisos	Altura (m)	Periodo Estructural (seg)
Informal	Muy Bajo	AD1L	AD1L_P	1-2	6.1	0.50
Adobe	Bajo	AD1L	AD1L_L	1-2	6.1	0.50
Mampostería simple	Bajo	URML	URML_L	1-2	4.6	0.10
Mampostería semi confinada	Bajo	URML	URML_L	1-2	4.6	0.10
Mampostería confinada	Bajo	URMM	URMM_L	3+	10.7	0.50
Mampostería confinadas y reforzadas	Bajo	RM1L	RM1L_L	1-3	6.1	0.10
Prefabricados de concreto	Medio	RM1M	RM1M_M	4+	15.2	0.56
Pórticos de concreto reforzado DMI	Medio	PC1M	PC1M_M	4-7	15.2	0.56
Pórticos de concreto reforzado DMO	Bajo	C1L	C1L_L	1-3	6.1	0.40
Pórticos de concreto reforzado DES	Bajo	C1M	C1M_L	4-7	15.2	0.75
Pórticos de concreto reforzado con muros de mampostería DMI	Medio	C1L	C1L_M	1-3	6.1	0.40
Pórticos de concreto reforzado con muros de mampostería DMO	Medio	C1M	C1M_M	4-7	15.2	0.75
Pórticos de concreto reforzado con muros de mampostería DES	Alto	C1L	C1L_H	1-3	6.1	0.40
Pórticos de concreto reforzado con muros de mampostería DES	Alto	C1M	C1M_H	4-7	15.2	0.75
Pórticos de concreto reforzado con muros de mampostería DMI	Bajo	C3M	C3M_L	4-7	15.2	0.56
Pórticos de concreto reforzado con muros de mampostería DMO	Bajo	C3H	C3H_L	8-11	36.6	1.09
Pórticos de concreto reforzado con muros de mampostería DES	Medio	C3M	C3M_M	4-7	15.2	0.56
Pórticos de concreto reforzado con muros de mampostería DES	Medio	C3H	C3H_M	8-11	36.6	1.09
Pórticos de concreto reforzado con muros de mampostería DES	Alto	C3M	C3M_H	4-7	15.2	0.56
Pórticos de concreto reforzado con muros de mampostería DES	Alto	C3H	C3H_H	8-11	36.6	1.09
Pórticos de concreto reforzado con muros de mampostería DES	Medio	C3HH	C3HH_M	12-20	56.0	1.76
Pórticos de concreto reforzado con muros de mampostería DES	Alto	C4M	C4M_H	4-7	15.2	0.56
Pórticos de concreto reforzado con muros de mampostería DES	Alto	C4H	C4H_H	8-11	36.6	1.09
Pórticos de concreto reforzado con muros de mampostería DES	Alto	C4HH	C4HH_H	12-20	56.0	1.76
Pórticos de concreto reforzado con muros de mampostería DES	Alto	C4HHH	C4HHH_H	20+	65.0	2.01
Bodegas con luces grandes en Acero DMO	Medio	S3	S3_M	1+	4.6	0.40
Bodegas pequeñas en Acero DMI	Bajo	S3	S3_L	1+	4.6	0.40
Pórticos concreto con cerchas de acero y muros de cerramiento DMO	Medio	SC1L	SC1L_M	1+	4.6	0.32

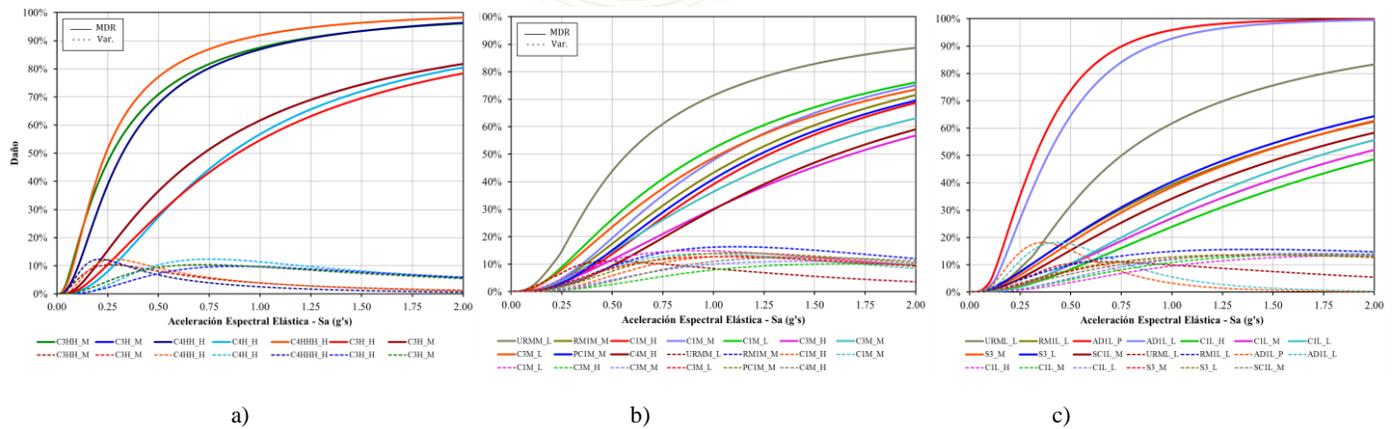


Figura 5: Funciones de vulnerabilidad típicas. a) Edificaciones de gran altura; b) Edificaciones de media altura; c) Edificaciones de baja altura.

4 RESULTADOS

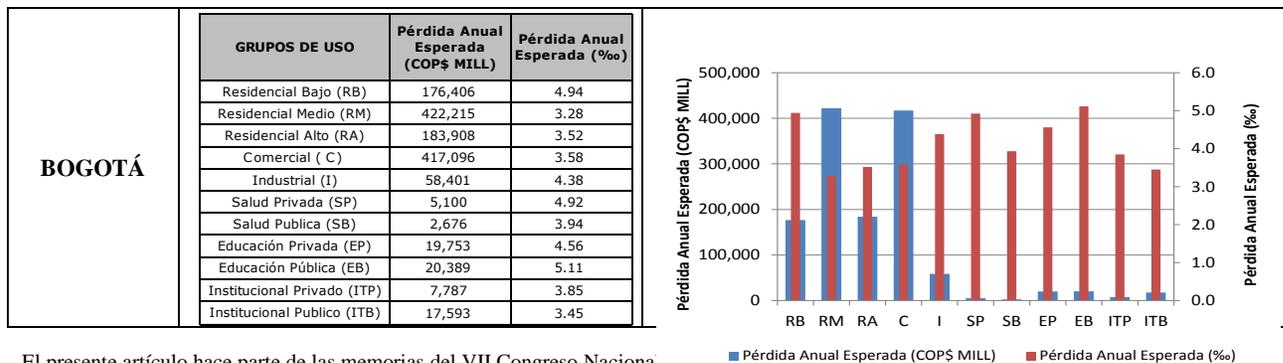
4.1 Pérdidas anuales esperadas por ciudad

Los resultados del análisis de riesgo permiten cuantificar las pérdidas anuales esperadas para el portafolio de ciudades basados en la integración de la amenaza, la exposición (con diferente nivel de resolución por ciudad) y la vulnerabilidad que se definió como se explicó anteriormente. La Tabla 3 y la Tabla 4 permite visualizar las pérdidas anuales esperadas para cada una de las ciudades en el marco de análisis de riesgo de Colombia totales y discriminando por grupos de uso.

Tabla 3: Pérdidas anuales esperadas para Bogotá, Cali y Medellín

CIUDAD	PÉRDIDA ANUAL ESPERADA	
BOGOTÁ	COP\$ x10 ⁶	1,331,326
	‰	3.66
CALI	COP\$ x10 ⁶	614,292
	‰	8.14
MEDELLÍN	COP\$ x10 ⁶	381,787
	‰	4.48

Tabla 4: Pérdidas anuales esperadas para Bogotá, Cali y Medellín por grupos de uso





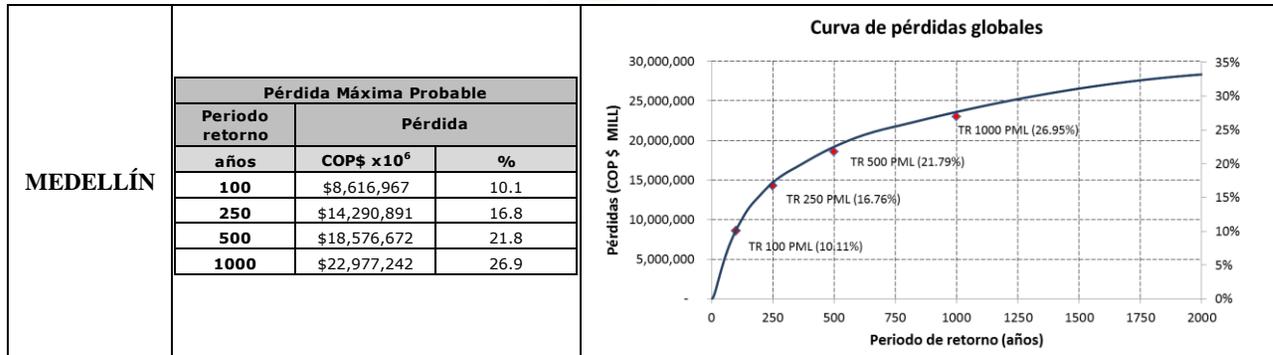
CITY	GRUPOS DE USO		
	GRUPOS DE USO	Pérdida Anual Esperada (COP\$ MILL)	Pérdida Anual Esperada (‰)
CALI	Residencial Bajo (RB)	87,298	9.45
	Residencial Medio (RM)	248,701	9.65
	Residencial Alto (RA)	179,935	8.80
	Comercial (C)	24,336	2.18
	Industrial (I)	32,487	8.03
	Salud Privada (SP)	584	2.69
	Salud Pública (SB)	1,334	5.88
	Educación Privada (EP)	20,961	9.74
	Educación Pública (EB)	14,034	9.52
	Institucional Privado (ITP)	4,624	6.01
MEDELLÍN	Residencial Bajo (RB)	54,002	6.28
	Residencial Medio (RM)	114,948	4.90
	Residencial Alto (RA)	142,934	5.43
	Comercial (C)	13,176	1.04
	Industrial (I)	21,322	3.87
	Salud Privada (SP)	527	1.52
	Salud Pública (SB)	333	1.42
	Educación Privada (EP)	11,105	4.10
	Educación Pública (EB)	9,822	4.15
	Institucional Privado (ITP)	7,350	4.67
	Institucional Público (ITB)	6,268	4.23

4.2 Pérdida máxima probable por ciudad

Los resultados del análisis de riesgo permiten cuantificar las pérdidas máximas probables para el portafolio de ciudades. Estos resultados se presentan en la Tabla 5.

Tabla 5: Pérdidas máximas probables para Bogotá, Cali y Medellín

CITY	Pérdida Máxima Probable			Curva de pérdidas globales
	Periodo retorno	Pérdida		
BOGOTÁ	años	COP\$ x10 ⁶	%	
	100	\$25,487,312	7.0	
	250	\$43,465,881	12.0	
	500	\$58,391,750	16.1	
	1000	\$74,674,454	20.5	
CALI	años	COP\$ x10 ⁶	%	
	100	\$10,740,688	14.2	
	250	\$15,519,679	20.6	
	500	\$19,365,313	25.7	
	1000	\$22,441,159	29.7	



4.3 Definición de los escenarios críticos de análisis

Los escenarios críticos que arroja el análisis de riesgo para cada una de las ciudades son los que se presentan en la Tabla 6, los cuales hacen referencia a la fuente sísmogénica del modelo de amenaza, la magnitud sísmica, la frecuencia anual de ocurrencia y la pérdida esperada en valor y porcentaje.

Tabla 6: Definición de escenarios críticos para cada ciudad

CIUDAD	Escenario Crítico:	Magnitud	Frecuencia	(COP\$ MILL)	(%)
Bogotá	corq20_SF12_M=5.05	5.05	1.24E-03	8,240,000	2.3
Cali	cali_SF34_M=5.05	5.05	1.24E-03	4,340,000	5.7
Medellín	meda01_SF13_M=5.04	5.04	3.61E-04	6,710,000	7.9

CONCLUSIONES

- Las ciudades estudiadas tienen diferentes niveles de amenaza sísmica de acuerdo con lo siguiente: Cali es la de mayor amenaza sísmica e incluye efectos de amplificación del subsuelo relativamente importantes, Bogotá y Medellín presentan una amenaza sísmica intermedia con efectos importantes de amplificación dinámica de los suelos.
- Las resoluciones de las bases de datos de exposición utilizadas en los análisis son las siguientes:
 - Bogotá: resolución edificación por edificación con información de valor de reposición y sistemas constructivos obtenida mediante “proxys”.
 - Cali: resolución por barrios.
 - Medellín: resolución para el sector residencial por barrios y para los demás sectores por edificación.
- El riesgo sísmico absoluto se concentra en la ciudad de Bogotá con una pérdida anual esperada en el orden de COL\$ 1,331,326 millones, correspondientes al 3.66 % del valor expuesto total de la ciudad. La ciudad de mayor riesgo relativo es Cali con una pérdida anual esperada del orden de 8.14 %. Le sigue Medellín con 4.48 % y Bogotá con 3.66 %.
- La pérdida máxima probable (PML) se concentra igualmente en la ciudad de Bogotá con un valor absoluto de pérdida económica para un periodo de retorno de 1000 años del orden de COL\$ 74,674,454 millones correspondientes a aproximadamente el 20 % del valor expuesto total.
- Los tres escenarios críticos de riesgo, que corresponden a los de mayor aporte a la pérdida anual esperada (y que no necesariamente corresponden a los de las mayores pérdidas absolutas ya que estos tendrían muy baja probabilidad de ocurrencia) para las ciudades estudiadas corresponde a los siguientes:
 - Bogotá: un sismo identificado como el escenario “corq20_SF12”, con una magnitud de 5.05 y que podría producir pérdidas económicas esperadas en el orden de los COL\$ 8,240,000 millones.
 - Cali: un sismo identificado como el escenario “cali_SF34”, con una magnitud de 5.05 y que podría producir pérdidas económicas esperadas en el orden de los COL\$ 4,340,000 millones.



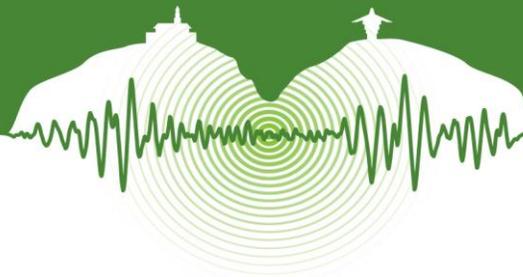
- Medellín: un sismo identificado como el escenario “meda01_SF13”, con una magnitud de 5.04 y que podría producir pérdidas económicas esperadas en el orden de los COL\$ 6,710,000 millones.

AGRADECIMIENTOS

A todas las personas involucradas en el desarrollo de este artículo y en especial a los Ingenieros Luis Yamín y Raul Rincón gracias por sus aportes.

REFERENCIAS

- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS). 2010. Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia, AIS, 2010.
- ERN-AL Evaluación de Riesgos Naturales - América Latina. 2009. CAPRA: Comprehensive Approach for Probabilistic Risk Assessment. The World Bank, IDB, UN-ISDR, CEPREDENAC. Informe ERN-CAPRA-T1-3 - Modelos de Evaluación de Amenazas Naturales. Junio 2009. Disponible en: www.ecapra.org<<http://www.ecapra.org>>
- FEMA. 2006. Multi-hazard loss estimation methodology, HAZUS-MH MR2 technical manual. Washington D.C., United States of America: Federal Emergency Management Agency and National Institute of Building Sciences.
- <http://www.cali.gov.co>, IDESC, Alcaldía de Santiago de Cali, Cali, Colombia.
- http://contenido.metrocuadrado.com/contenidom2/ciudyprec_m2/inforbog_m2/homeinformacinbogot/home_seccion.html, Revista Metro Cuadrado, Metro Cuadrado, Colombia.
- <http://www.dane.gov.co>, DANE, Departamento Administrativo Nacional de Estadística, Bogotá, Colombia.
- <http://www.ideca.gov.co>, IDECA, Unidad Administrativa Especial de Catastro Distrital, Bogotá, Colombia.
- <http://www.medellin.gov.co/>, Alcaldía de Medellín, Departamento Administrativo de Planeación, Medellín, Colombia.
- Instituto geológico nacional (INGEOMINAS). 2005. Estudio de microzonificación sísmica de Santiago de Cali, INGEOMINAS.
- Sistema municipal de atención a desastres Medellín, (SIMPAD). 2006. Microzonificación sísmica detallada de los municipios de Barbosa, Girardota, Copacabana, Sabaneta, la Estrella, Caldas y Envigado, SIMPAD.
- Universidad de los Andes. 2006. *Innovación e investigación tendientes a la actualización de la información sísmica de la ciudad de Bogotá*. Bogotá: Uniandes.
- UN-ISDR. 2012. *Probabilistic modelling of natural risks at the global level: global risk model*. Genova, Suiza. Consultores: CIMNE, ITEC S.A.S. - INGENIAR LTDA. - EAI S.A.
- UNISDR GAR13. 2013. Global Assessment Report on Disaster Risk Reduction. ISDR, United Nations, Geneva, Switzerland.
- Vargas, Y., Pujades, L., Barbat, A., y Hurtado, J. 2013. Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico de edificios de hormigón armado. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, Vol 29, N° 2, pp. 63-78.



Ensayos monotónicos de paneles de concreto reparados externamente con tejidos de fibras de carbono.

Monotonic tests of concrete panels rehabilitated externally with carbon fiber fabrics.

Julián Carrillo¹, Fabián Echeverri^{2*}

¹Doctor en Ingeniería, Profesor Asociado, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Militar Nueva Granada, UMNG, Bogotá, Colombia.

²Ingeniero Civil, Joven Investigador, Grupo Estructuras y Sísmica, Universidad Militar Nueva Granada, UMNG, Bogotá, Colombia.

RESUMEN

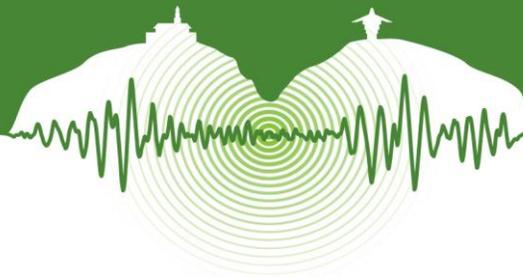
En los últimos años se ha observado en Latinoamérica un incremento importante en la construcción de Viviendas de Interés Prioritario, VIP, localizadas en todo tipo de climas y en todas las zonas de amenaza sísmica. La VIP construida con muros de concreto y utilizando sistemas industrializados toma cada vez mayor impulso gracias a su desempeño sísmico y a sus múltiples beneficios económicos y sustentables. Sin embargo, muchas viviendas con muros de concreto construidas antes de la actualización de los reglamentos sismo-resistentes no cumplen con los nuevos requisitos de desempeño sísmico, por ejemplo, la cuantía de refuerzo a cortante es menor que la mínima especificada en los reglamentos NSR-10 y ACI 318-11, la cual es igual a 0.20% para edificaciones hasta de tres pisos destinadas exclusivamente a viviendas. En el artículo se presentan los resultados de un estudio experimental y numérico para evaluar el desempeño sísmico de paneles de concreto rehabilitados con tres cuantías y cuatro configuraciones de tejido de fibra de carbono. En el programa experimental se incluyeron 16 paneles cuadrados de 600 mm de lado y 75 mm de espesor, con concreto de resistencia a compresión igual a 17 MPa, reforzados con cuantía de refuerzo a cortante de 0.11%, y se someterán a cargas monotónicas en compresión diagonal. Se rehabilitaron 12 paneles con tejido de fibra de carbono SikaWrap 300C mediante tres cuantías de refuerzo diferentes (0.07%, 0.17% y 0.27%), cuatro configuraciones del tejido (una y tres bandas ubicadas en forma horizontal, y una y tres bandas cruzadas ubicadas a lo largo de sus diagonales). Para fines de comparación se rehabilitó un panel con encamisado de concreto reforzado con malla electrosoldada. Adicionalmente, se construyó un panel de concreto simple (sin refuerzo a cortante en el alma), uno sin reforzamiento externo y uno con cuantía de refuerzo a cortante de 0.20%, con el fin de evaluar separadamente las contribuciones del concreto y de la malla electrosoldada, y para estudiar el desempeño del panel reforzado con la mínima cuantía, respectivamente. Antes de la rehabilitación, los paneles no fueron sometidos a ningún tipo de daño. El desempeño sísmico de los paneles se evaluará mediante las curvas de capacidad expresadas en términos del esfuerzo cortante y deriva angular medidas durante los ensayos, y la tenacidad de los especímenes.

Palabras clave: Rehabilitación sísmica, fibras de carbono, vivienda de interés social, muros de concreto, desempeño sísmico.

ABSTRACT

In recent years, there has been a significant increment of construction of Social Welfare Housing, SWH, located in all climates and in all seismic hazard zones in Latin America. The SWH made of reinforced concrete walls and using industrialized systems takes more every day a great push due to its seismic performance and its many economical and sustainable benefits. However, many houses having reinforced concrete walls that has been built before updating of the earthquake-resistant codes do not meet the new requirements of seismic performance, i.e., the web steel ratio is smaller than the minimum prescribed by NSR-10 and ACI 318-11, which is equal to 0.20% for structures having three or lower stories and used exclusively for housing. This paper presents the results of an experimental and numerical study for evaluating the seismic performance of concrete panels rehabilitated with three reinforcement ratios and four configurations of carbon fiber fabrics. The experimental program included 16 square panels having height of 600 mm and thickness of 75 mm, nominal concrete compressive strength equal to 17 MPa, web steel ratio equal to 0.11%, and will be subject to monotonic diagonal compressive loads. Twelve panels were rehabilitated with SikaWrap 300C carbon fiber fabrics and using three different reinforcement ratios (0.07%, 0.17% and 0.27%), four configurations of the carbon fiber fabric (one and three horizontal sheets, and one and three diagonal sheets). For comparison purposes, one panel was rehabilitated with a concrete jacket reinforced with welded wire mesh. In addition, one plain concrete panel (no web shear reinforcement), one panel without external reinforcement, and one panel having web steel ratio equal to 0.20% in order to separately evaluate the contributions of the concrete and the welded wire mesh, and to study the performance of panel reinforced with

* ji.estructuras.sismica@unimilitar.edu.co



the minimum web steel ratio, respectively. Before rehabilitation, the panels were not subjected to any damage level. The seismic performance of the panels will be evaluated through capacity curves expressed in terms of shear stress and shear drift ratio measured during the tests, and the specimen's toughness.

Keywords: Seismic Rehabilitation, CFRP, social welfare housing, reinforced concrete walls, seismic performance.

1 INTRODUCCIÓN

La Vivienda de Interés Social, VIS, es aquella que reúne los elementos que aseguran su habitabilidad, estándares de calidad en diseño urbanístico, arquitectónico y de construcción, y cuyo costo máximo al usuario es de 135 SMMV (COL\$ 86'987.250 para 2015) (MINVIVIENDA, 2015). La Vivienda de Interés Social Prioritario, VIP, es aquella VIS cuyo valor máximo es de 70 SMMV (COL\$ 45'104.500 para 2015) (Minvivienda, 2015). En los últimos años se ha observado un incremento importante en la construcción de VIS y VIP localizadas en todo tipo de climas y en todas las zonas de amenaza sísmica. Por ejemplo, según el DANE (2014), de un total de 1'225.157 de obras de vivienda culminadas desde el año 2009 hasta el tercer trimestre del año 2013, el 41% corresponde a vivienda tipo VIS, el 44% a viviendas diferentes a VIS y el 15% restante a viviendas VIP. Uno de los sistemas estructurales más utilizados para la construcción de VIP y la VIS en Latinoamérica es el sistema de muros de concreto que utilizan sistemas industrializados. Este sistema de construcción toma cada vez mayor impulso gracias a su desempeño sísmico y a sus múltiples beneficios económicos y sustentables. Sin embargo, muchas viviendas construidas mediante este sistema estructural antes de la actualización de los reglamentos sismo-resistentes vigentes no cumplen con los nuevos requisitos de desempeño sísmico; por ejemplo, la cuantía de refuerzo a cortante es menor que la mínima especificada en Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) y en el Reglamento ACI318-11, la cual es igual a 0.20% para edificaciones hasta de tres pisos destinadas exclusivamente a viviendas.

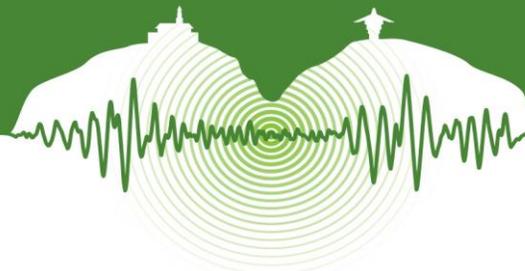
Para propósitos de reforzamiento sísmico, es necesario buscar maneras eficientes para solucionar las deficiencias de capacidad estructural que puedan presentar las estructuras que no cumplen con los reglamentos vigentes, ya que estas estructuras presentan riesgo de exhibir desempeño inadecuado, de sufrir daño severo, o aún el colapso durante grandes sismos. Estas consecuencias pueden presentarse debido a que el reglamento utilizado para el diseño de la vivienda existente podría no haber especificado requerimientos ante acciones sísmicas, o los requerimientos especificados eran insuficientes, o la calidad de la construcción original se ha ido deteriorando a través del tiempo. En la Universidad Militar Nueva Granada se está desarrollando un proyecto de investigación que busca evaluar el desempeño sísmico de cuatro configuraciones diferentes y tres cuantías distintas de tejido de polímero reforzado con fibra de carbono, CFRP, para rehabilitar muros de concreto para vivienda de baja altura. En este artículo se describe el programa experimental del estudio y se presentan el procedimiento de construcción y rehabilitación de los especímenes.

2 REHABILITACIÓN DE MUROS EN CONCRETO CON CFRP

En la literatura se reportan algunas investigaciones acerca de rehabilitación de muros en concreto gobernados por cortante y rehabilitados con CFRP. Sin embargo, la mayor parte de las investigaciones se refieren a muros en mampostería. Existen reglamentos tales como el ACI 440 (2011), AC-125 (ICBO ES, 2001) y FIB 14 (2001), y la investigación de Triantafyllou y Antonopoulos (2000) que contemplan muros en concreto. Asimismo, existen investigaciones como Machado (2005), Li et al. (2005), Alcaíno y Santa María (2008), y Babaeidarabad et al. (2014) que contempla muros en mampostería. En general, existe poca información acerca del tema, en especial, para muros de concreto con las características particulares de viviendas de baja altura

En el estudio de Alcaíno y Santa María (2008) se desarrolló un programa experimental en el cual se caracterizó el comportamiento mecánico de 24 muros de mampostería con ladrillos cerámicos, construidos a escala real y reforzados externamente con CFRP. En el estudio se utilizaron dos configuraciones de refuerzo: fibras paralelas a las hiladas de ladrillos y fibras inclinadas aproximadamente 45° con respecto de las hiladas de ladrillos. Los resultados del estudio demostraron que los muros de mampostería sin refuerzo horizontal de acero y reforzados con CFRP incrementaron su resistencia entre el 53% y el 81%; mientras que los muros con refuerzo horizontal de acero experimentaron un aumento de resistencia entre el 13% y el 34%. En el estudio también se observó que el modo de falla de los muros estuvo fuertemente influenciado por la distribución del refuerzo; por ejemplo, el uso concentrado en una franja produjo un modo de falla mucho más frágil que el observado en aquellos muros con el refuerzo de CFRP distribuido en varias franjas.

En cuanto al anclaje del CFRP, Tan et al. (2003) realizaron un estudio experimental que incluyó 15 muros de mampostería reforzados externamente con dos diferentes sistemas de polímeros reforzados con fibras, en el cual incluye fibras de carbono y fibras de vidrio y diferentes sistemas de anclaje; por ejemplo, anclaje mediante barras de acero embebidas y anclaje mediante tornillos o corbatines de fibra. Tan et al. (2003) compararon la capacidad de carga y la ductilidad entre los muros con las fibras ancladas y



los muros sin reforzamiento exterior, muros con fibras adheridas en la superficie sin prepararla y muros con fibras adheridas sobre la superficie con acabado rugoso. En el estudio se observó que la ductilidad disminuyó de 1.89 a 1.70 al comparar el muro reforzado con CFRP con las fibras adheridas sobre la superficie con acabado rugoso, con el muro reforzado con CFRP y con anclajes tipo corbatín. En el estudio también se observó que la carga de falla entre dichos muros aumentó de 184.3 KN a 230.6 KN. Adicionalmente, se demostró que el uso de anclajes aumenta significativamente la capacidad de carga y la ductilidad de los muros con respecto a los modelos no anclados.

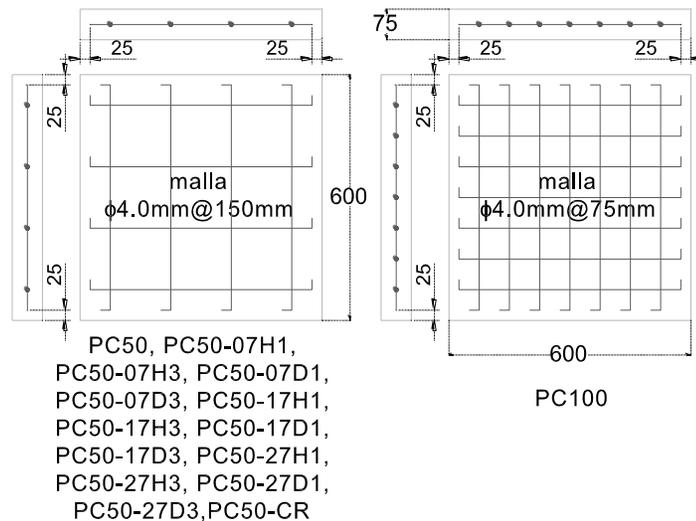
La cantidad de CFRP que se usa en la rehabilitación varía según el modelo de predicción de desempeño. Por ejemplo, la contribución de CFRP en el modelo del ACI 440 (ACI, 2011) depende del parámetro A_{fr} , el cual se obtiene al multiplicar el doble número de capas de CFRP, el espesor de CFRP, y el ancho de cada franja de fibras. Los modelos propuestos por FIB-14 (FIB, 2001), Triantafyllou y Antonopoulos (2000) y Li et al. (2005) obtienen la contribución del CFRP mediante la cuantía ρ_f , la cual se obtiene del producto entre el doble del cociente entre el espesor de CFRP y el espesor del muro, y cociente entre el ancho de cada franja de fibras de CFRP y el espaciamiento entre ellas. Sin embargo, Echeverri y Carrillo (2015) encontraron que la variación en la predicción de la contribución de las fibras de los modelos entre si es mayor al 40%. Por tanto, no existe un consenso en la literatura sobre la predicción de la contribución de los tejidos de CFRP a la resistencia a cortante de los muros.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

El programa experimental pretende obtener información sobre el desempeño sísmico de paneles de concreto rehabilitados sísmicamente con tres cuantías y cuatro configuraciones diferentes de CFRP.

3.1 Características de los paneles

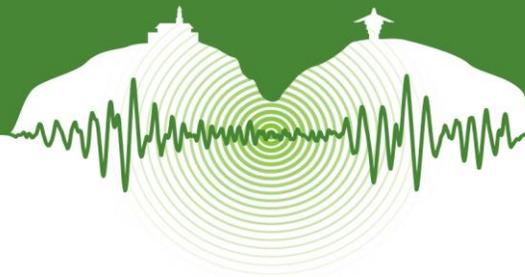
En el programa experimental se incluyeron ensayos monotónicos de compresión diagonal de 16 paneles de concreto con resistencia nominal a compresión, f'_c , igual a 17 MPa, altura y longitud (h_w y l_w), de 600 mm y espesor, t_w , de 75 mm. En la Figura 1 se muestra la geometría de los especímenes.



Dimensiones en mm

Figura 1: Geometría y refuerzo interno de los especímenes.

En todos los especímenes se usó la misma cuantía horizontal y vertical del refuerzo para cortante en el alma, y su valor fue $\rho_{h,v} = 0.11\%$, la cual es equivalente a $50\% \rho_{min}$. Sin embargo, en un panel se usó la cuantía mínima establecida en NSR-10 (AIS, 2010), la cual es igual a $\rho_{h,v} = 0.20\%$. En la Figura 1 se especifica el refuerzo interno de los modelos del estudio. El refuerzo a cortante de los paneles con $50\% \rho_{min}$ se dispuso mediante malla electrosoldada de alambres verticales y horizontales con 4.0 mm de diámetro ($A_s = 12.6 \text{ mm}^2$) y separados 150 mm en ambas direcciones (4.0×4.0-15/15). En el panel con $100\% \rho_{min}$ se dispuso malla electrosoldada de alambres verticales y horizontales separados 75 mm en ambas direcciones y con 4.0 mm de diámetro (4.0×4.0-7.5/7.5). Para obtener esta malla, se amarraron dos mallas 4.0×4.0-15/15, una corrida 75 mm de la otra.



3.2 Esquema de rehabilitación de los muros

En cuanto a la cuantía de CFRP, este estudio propone obtener una cuantía volumétrica de CFRP mediante la Ecuación **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, para que los valores de la cuantía de CFRP, ρ_f , no varíen al cambiar de configuración y/o al cambiar las dimensiones del espécimen con las diferentes configuraciones que se analizan en este estudio.

$$\rho_{f-vol} = V_{CFRP} / V_{CON} \quad (1)$$

donde V_{CFRP} es el volumen total de CFRP en el espécimen y V_{CON} es el volumen de concreto del espécimen; es decir, la cuantía propuesta en este estudio es similar a la cuantía volumétrica utilizada para determinar el efecto del confinamiento de columnas de concreto. En la Tabla 1 se muestran las cuantías de refuerzo externo.

En este estudio se usan configuraciones de CFRP similares a las usadas por Alcaíno y Santa María (2008). Los especímenes fueron nombrados de acuerdo con su relación de aspecto, h_w/l_w , el reforzamiento interno y externo, y la configuración del CFRP. La nomenclatura de los modelos estudiados en el proyecto fue la siguiente:

PC50-07H3
1 2 3 4 5

donde 1 indica el tipo de espécimen ($P = \text{Panel}$), 2 indica la relación de aspecto del modelo h_w/l_w ($C = \text{Cuadrado}$, $h_w/l_w = 1$), 3 indica el porcentaje de la cuantía de acero de refuerzo interior vertical y horizontal a cortante en el alma del modelo, expresado como fracción de ρ_{min} ($100 = \rho_{min}$, $50 = 0.5 \times \rho_{min}$). Si se omite esta letra, indica que no se proporcionó refuerzo interior en el alma. El numeral 4 indica la cuantía de CFRP que se proporcionó en el espécimen ($07 = 0.07\%$, $17 = 0.17\%$, $27 = 0.27\%$). El numeral 5 indica la configuración del reforzamiento externo del modelo; es decir, $H1$ es la configuración horizontal de CFRP con una sola banda en la altura del espécimen, $H3$ es la configuración horizontal de CFRP con tres bandas en la altura del espécimen, $D1$ es la configuración inclinada de CFRP a 45° con una banda cruzada a lo largo de las diagonales, y $D3$ es la configuración inclinada de CFRP a 45° con tres bandas cruzada a lo largo de las diagonales. Si se omiten los numerales 4 y 5, indica que el modelo no se reforzó externamente. Asimismo, si se incluye las letras CR , indica que el modelo se reforzó externamente mediante encamisado convencional de concreto reforzado con cuantía de 0.2% y refuerzo por medio de malla electrosoldada. En la Figura 2 se muestran los esquemas de rehabilitación de los paneles.

Tabla 1: Características generales de los especímenes

Nombre	Geometría			Características físicas del reforzamiento						
	h_w mm	t_w mm	l_w mm	t_{fc} mm	t_f mm	w_f mm	s_f mm	L_d mm	α °	$\rho_{f-vol}^{(1)}$ %
PC	600	75	600							
PC50	600	75	600							
PC100	600	75	600							
PC50-07H1	600	75	600		0.508	60	600	600	0	0.07
PC50-07H3	600	75	600		0.508	20	200	600	0	0.07
PC50-07 D1	600	75	600		0.508	11	212	3394	45	0.07
PC50-07D3	600	75	600		0.508	21	849	1697	45	0.07
PC50-17H1	600	75	600		0.508	150	600	600	0	0.17
PC50-17H3	600	75	600		0.508	50	200	600	0	0.17
PC50-17 D1	600	75	600		0.508	27	212	3394	45	0.17
PC50-17D3	600	75	600		0.508	55	849	1697	45	0.17
PC50-27H1	600	75	600		0.508	240	600	600	0	0.27
PC50-27H3	600	75	600		0.508	80	200	600	0	0.27
PC50-27D1	600	75	600		0.508	45	212	3394	45	0.27
PC50-27D3	600	75	600		0.508	90	849	1697	45	0.27
PC50-CR	600	75	600	25						

⁽¹⁾ ρ_{f-vol} : es la cuantía volumétrica de CFRP propuesta por este estudio.

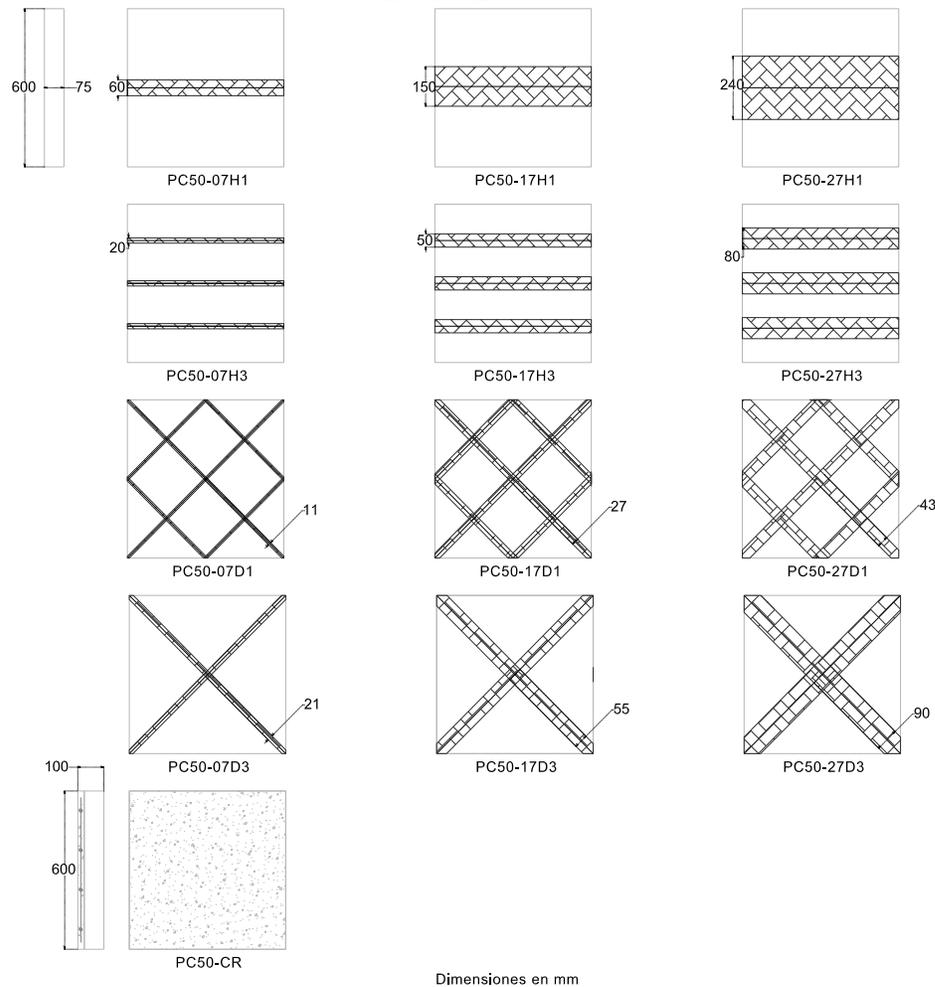
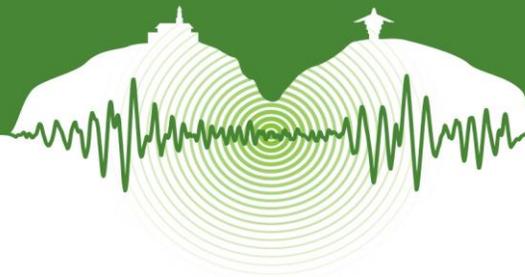


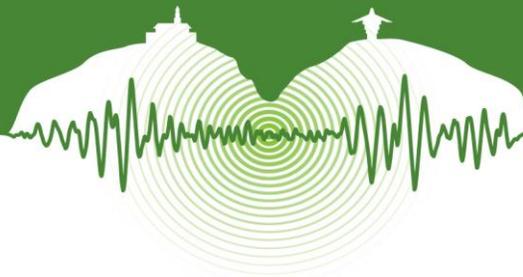
Figura 2: Configuración del reforzamiento externo.

3.3 Propiedades mecánicas de los materiales

Con el propósito de caracterizar las propiedades mecánicas del mortero y de los concretos usados para la construcción, reparación y/o rehabilitación se fundieron 22 especímenes; 16 en forma de cilindros, 3 en forma de vigas y 3 en forma de cubos. En la Tabla 2 se presentan las propiedades mecánicas nominales de los materiales usados en el proyecto, donde ϵ_c es la deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión, E_c es el módulo de elasticidad del concreto, f'_c es la resistencia nominal a compresión, f_{yh} es el valor del esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, ϵ_f es la deformación unitaria asociada a la resistencia última de las fibras de carbono sometidas a esfuerzos de tensión, E_f es el módulo de elasticidad del CFRP y f_f es la resistencia a la tensión de las fibras de CFRP.

Tabla 2: Propiedades mecánicas del material

Nombre	Material de construcción		Material de reforzamiento externo						
	f'_c MPa	E_c MPa	f'_c MPa	f_{yh} MPa	E_c MPa	E_f MPa	ϵ_c mm/mm	ϵ_f mm/mm	f_f MPa
PC50-CR	17	16080	35	500	16080		0.003		
PC50-17D3	17	16080				51724		0.015	4200



3.4 Instrumentación

Los modelos fueron instrumentados para conocer su comportamiento local y su respuesta global de forma interna y externa. La instrumentación interna se llevó a cabo por medio de transductores de deformación (deformímetros eléctricos) adheridos a las barras de refuerzo y fue necesaria para obtener datos confiables de la respuesta local de los especímenes (Carrillo et al., 2012). La instrumentación externa se llevó a cabo mediante transductores eléctricos de desplazamiento. A continuación se describe cada tipo de instrumentación y se muestran en la Figura 3 y en la Figura 4.

3.4.1 Instrumentación interna

La ubicación de los deformímetros en el alma de los paneles se planeó siguiendo la línea probable de falla a cortante de cada uno de los modelos y/o donde se espera que se presentaran las mayores deformaciones y esfuerzos; es decir, a lo largo de la diagonal que une las esquinas opuestas de cada panel. Los alambres de la malla electrosoldada fueron instrumentados con 4 deformímetros marca TML Tokyo Sokki de 5 mm. Estos sensores fueron enrollados en gaza quirúrgica para su protección y fueron impermeabilizados con resina poliéster (ver Figura 3).

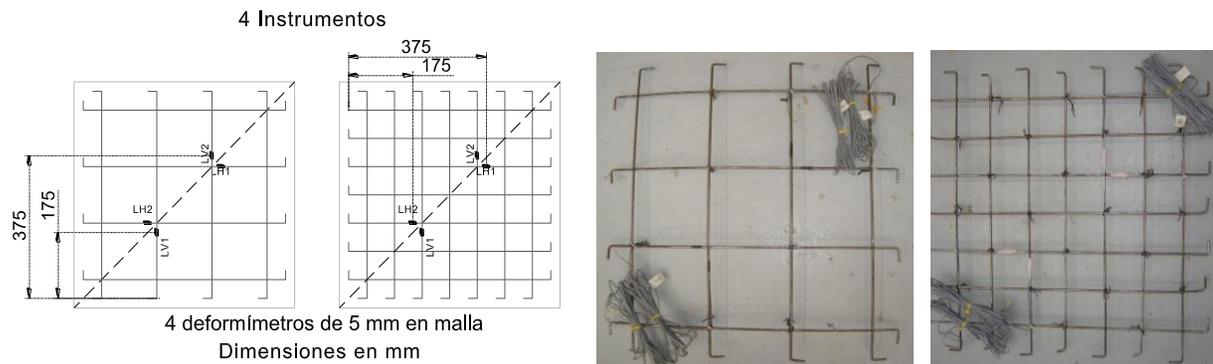


Figura 3: Instrumentación interna de los especímenes.

3.4.2 Instrumentación externa

Los modelos fueron instrumentados externamente para medir las variables representativas del comportamiento local y global de los especímenes. Se instrumentaron únicamente las diagonales con 2 transductores de desplazamiento marca Tokyo Sokki, referencia CDP-100 y precisión de 0.01 mm, en función de los desplazamientos esperados durante el ensayo. La aplicación de la carga se controló mediante una celda de carga en el actuador hidráulico (ver Figura 4).

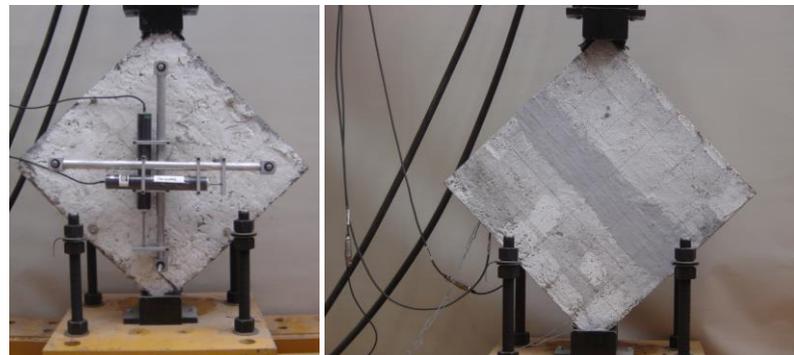
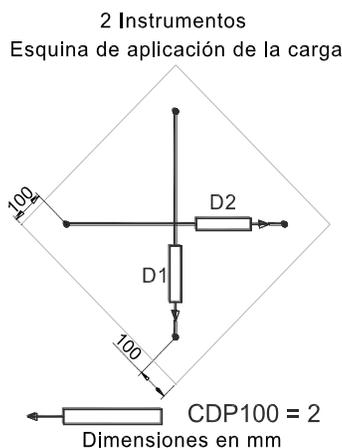
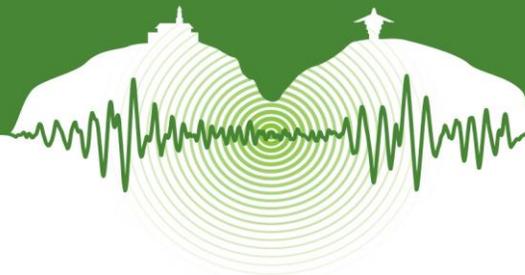


Figura 4: Instrumentación externa de los especímenes.



3.5 Descripción de los ensayos de los modelos

Los paneles serán sometidos al ensayo de compresión diagonal bajo las recomendaciones de la norma NTC-4925 (ICONTEC, 2001), la cual es una adaptación de la norma ASTM-E-519 (ASTM, 2007). Adicionalmente, se tomó como referencia la velocidad de aplicación de carga del Manual de ensayos de laboratorio Mampostería Estructural (Barrios, 1998) y las recomendaciones para el diseño de los cabezales, la instrumentación y las recomendaciones para la manipulación de las probetas de la norma Mexicana NMX-C-464 (ONNCCE, 2010). En la Tabla 3 se presenta la comparación de las normas usadas como referencia para las pruebas de compresión diagonal. Las normas NTC-4925 (ICONTEC, 2001), ASTM-E-514 (ASTM, 2007) y el Manual de ensayos (Barrios, 1998) permitieron ensayar tanto especímenes sin ningún tipo de instrumentación, como especímenes instrumentados externa o internamente mediante dispositivos de medición de longitud y/o esfuerzo.

Los ensayos se controlarán por el desplazamiento del vástago del actuador y se llevarán a cabo en tres etapas, con un incremento de desplazamiento de 1 mm. Al finalizar cada etapa, el modelo estará sometido a carga constante durante 5 minutos, mientras que se registra el espesor de las grietas principales. En la Figura 5 se muestra el esquema del protocolo de carga.

Tabla 3: Cuadro comparativo de normas para el ensayo de compresión diagonal

	ASTM E 519		NMX C 464		Barrios	
	Muestras instrumentadas	Muestras sin instrumentar	Muestras instrumentadas	Muestras sin instrumentar	Muestras instrumentadas	Muestras sin instrumentar
Tamaño min. recomendado	1.2 m × 1.2 m		2 m × 2 m		0.75 m × 0.75 m	
Longitud de apoyo de los cabezales ⁽¹⁾	152 mm		$L_w/6 \pm 5\%$		$L_w/8$	
Espesor cabezal	10 mm		9 mm		No se especifica	
Ubicación de dispositivos de medición	No se especifica		Ambas caras		No se especifica	
Velocidad de aplicación de carga ⁽²⁾	Continuo hasta $P_u/2$	Continuo hasta P_u , después de $P_u/2$ se debe fallar a cualquier tasa pero controlando el tiempo de carga	1 Kg/cm ² /min a 2 Kg/cm ² /min o mayor hasta $P_u/2$. Después de $P_u/2$, la velocidad de carga debe estar en el intervalo de 14.9 Kg/cm ² /min a 29.9 Kg/cm ² /min	No se especifica	300 Kg/min hasta $P_u/2$. Recomiendan hacer incrementos de carga de 300 Kg	300 Kg/min hasta P_u
Tiempo carga	Entre 1 y 2 min		No se especifica		Entre 1 y 2 min	No se especifica
Número mín. de mediciones	10	No se especifica	Continuo hasta P_u	No se especifica	10	No se especifica
Parámetros calculados ⁽³⁾	S_s, G		V_m, G, E		f_v, G	

⁽¹⁾ L_w : es la longitud del panel. ⁽²⁾ P_u : es la carga máxima aplicada. ⁽³⁾ V_m : es la resistencia a compresión diagonal del panel, G : es el módulo de cortante, S_s : es el esfuerzo cortante y f_v : es el esfuerzo cortante en los muretes.

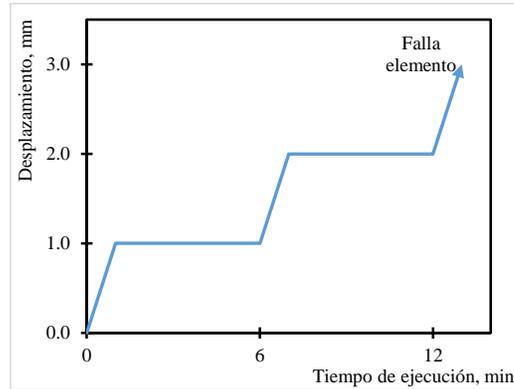
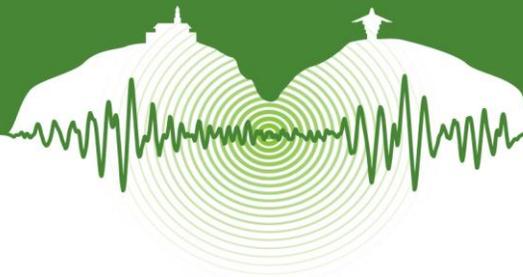


Figura 1: Protocolo de carga controlado por desplazamiento.

3.6 Construcción y curado de especímenes

La construcción de los paneles se realizó en tres capas, las cuales se compactaron aplicando golpes en la formaleta con un martillo de goma a medida que se llenaban las capas. Al retirar la formaleta de los paneles, los especímenes se curaron con una membrana Sika Antisol blanco. Al quitar la formaleta de los especímenes se observaron algunos hormigueros de menor tamaño, los cuales fueron rellenados con SikaTop 122.

Para el pegado de las fibras de carbono se siguieron las recomendaciones del fabricante. Por tanto, inicialmente se preparó la superficie de los paneles mediante la delimitación de la zona donde se pegaría la fibra y la creación de la superficie con acabado rugoso para el pegado de la fibra. Por recomendaciones del fabricante del CFRP, la mínima adherencia de la superficie debe ser de 1.5 MPa. La adherencia en el concreto se verificó en la parte superior de un cilindro, con base en las recomendaciones de la norma NTC-3916 (ICONTEC, 1996), la cual es una adaptación de la norma ASTM-D-4541 (ASTM, 1995). En la Figura 6 se presenta la configuración del ensayo y en la Tabla 4 se presentan los valores obtenidos. El ensayo de adherencia consiste en asegurar un dispositivo de carga a la superficie del recubrimiento con un adhesivo, luego, se une un aparato de ensayo al dispositivo de carga y se alinea para aplicar tracción perpendicular a la superficie de ensayo. La fuerza aplicada al dispositivo de carga se incrementa entonces gradualmente y se monitorea hasta que se desprenda un fragmento de material de recubrimiento, o hasta que se alcance un valor especificado. Cuando se desprende un fragmento de material, la superficie expuesta representa el plano de resistencia limitante dentro del sistema.

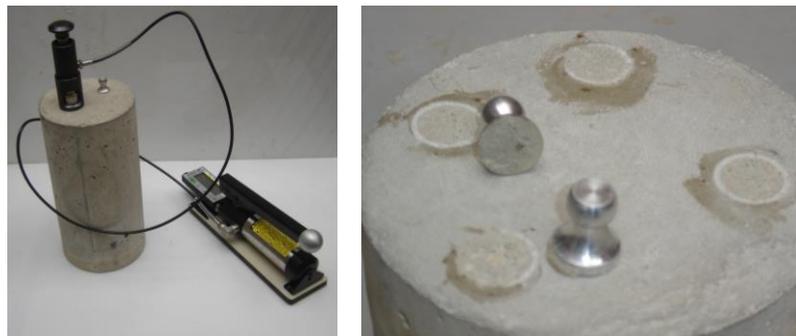


Figura 2: Ensayo de adherencia.



Tabla 4: Resultados de los ensayos de adherencia en el concreto

Número de ensayo	Valor registrado MPa
1	3.78
2	4.02
3	5.17
Máximo	5.17
Mínimo	3.78
Promedio	4.32
Coefficiente de variación	17%

El pegado de las fibras se llevó a cabo luego de una capacitación brindada por Sika. En la Figura 7 se muestran algunas fotografías del proceso constructivo. En cuanto al método de anclaje, se decidió no anclar la fibra debido a: (i) los resultados presentados por Tan et al. (2003), donde se demuestra que el comportamiento de las fibras de CFRP adheridas sobre superficie rugosa es suficientemente adecuado para el comportamiento esperado de una VIS o una VIP, (ii) para simular muros con difícil acceso a los bordes (muros esquineros), y (iii) porque anclar el CFRP de forma especial representa mayor costo de construcción debido al aumento en tiempo de rehabilitado.



Figura 7: Proceso constructivo, rehabilitación de hormigueros y preparación de los paneles para el pegado de CFRP.

CONCLUSIONES

En este estudio se ha presentado la investigación bibliográfica y el programa experimental para evaluar el comportamiento de muros de concreto para viviendas de baja altura rehabilitados con CFRP.

En el estudio se propone obtener una cuantía volumétrica de CFRP para evitar la variación de la misma, al cambiar la configuración y las dimensiones del espécimen. Adicionalmente, este estudio utilizará un protocolo de carga controlado por desplazamientos, el cual brinda mayores ventajas y mayor información en los ensayos. Mediante este protocolo de carga se hará seguimiento al patrón de agrietamiento y medida de grietas y se podrá evaluar los niveles de desempeño de los paneles. En cuanto a la normativa, se encontró que el reglamento colombiano de construcción no incluye recomendaciones para este tipo de rehabilitación.



Los resultados de este estudio servirán para elegir las configuraciones y cuantías de rehabilitación que presenten mejor desempeño y luego evaluar su comportamiento a partir de ensayos de muros construidos en mayor escala.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Vicerrectoría de Investigaciones de la Universidad Militar Nueva Granada por el apoyo económico del Proyecto IMP-ING-1574. Adicionalmente, agradecen al Grupo Argos y a Sika Colombia por la donación del concreto y de los tejidos de CFRP, respectivamente. Los autores también agradecen a los integrantes del Semillero de Investigación del Grupo de Estructuras y Sísmica, y al Ing. Felipe Riveros por el apoyo durante la construcción de los especímenes y la realización de los ensayos. El contenido de este artículo representa exclusivamente la opinión de los autores y no refleja la opinión de los patrocinadores y/o colaboradores.

REFERENCIAS

- ACI - Comité 318. 2011. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11)*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, EUA.
- ACI - Comité 440. 2008. *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures (ACI 440.2-R08)*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, EUA.
- AIS. 2010. *Reglamento colombiano de construcción sismo resistente (NSR-10)*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Bogotá D.C., Colombia.
- Alcaíno, P. and Santa María, H. 2008. Experimental response of externally retrofitted masonry walls subjected to shear loading. *Journal of Composites for Construction*, Vol 12, pp. 489-498.
- ASTM. 1995. *Standard Test Method for Pull-Off Strength of Coatings Using Portable Adhesion Testers (ASTM D 4541-09)*. American Society for Testing Materials, Philadelphia, EUA.
- ASTM. 2007. *Standard test method for diagonal tension (shear) in masonry assemblages (ASTM E 519-07)*. American Society for Testing Materials, Philadelphia, EUA.
- Babaeidarabad, S., Arboleda, D., Loreto, G. and Nanni, A. (2014). Shear strengthening of un-reinforced concrete masonry walls with fabric-reinforced-cementitious-matrix. *Constructions and Building Materials*, Vol 65, pp. 243-253.
- Barrios, J. 1998. *Manual de ensayos de laboratorio Mampostería Estructural*. Universidad de Los Andes, Bogotá D.C., Colombia.
- Carrillo, J., Alcocer, S. y González, G. 2012. Deformation analysis of concrete walls under shaking table excitations. *Dyna.*, Vol 174, pp. 145-155.
- DANE. 2013. Vivienda VIS y No VIS. *Boletín de prensa - III Trimestre de 2013*, Departamento Administrativo Nacional de Estadística, Bogotá D.C., Colombia.
- Echeverri, F. y Carrillo, J. 2015. Evaluación de modelos de predicción de resistencia de muros de concreto para vivienda rehabilitados sísmicamente con CFRP. *XI Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica*. Santiago de Chile, Chile.
- FIB. 2001. Externally bonded FRP reinforcement for RC structures (Bulletin 14). *Technical Report FIB 2001/14*, Fédération Internationale du Béton, Lausanne, Suiza.
- ICBO ES. 2001. *Acceptance criteria for concrete and reinforced and unreinforced masonry strengthening using fiber-reinforced polymer (FRP), composite systems (AC-125)*. ICBO Evaluation Service, Inc. Whittier, California, EUA.
- ICONTEC. 1996. *Método de ensayo para la resistencia a la tracción de recubrimientos, utilizando probadores portátiles de adherencia (NTC 3916)*. Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación, Bogotá D.C., Colombia.
- ICONTEC. 2001. *Prefabricados en concreto. Método de ensayo para determinar la Resistencia a la tracción diagonal (cortante) en muretes de mampostería (NTC 4925)*. Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación, Bogotá D.C., Colombia.
- Machado, A. 2005. *Refuerzo de estructuras de concreto armado con fibras de Carbono*. Degussa.
- MINVIVIENDA [en línea]: VIS y VIP [fecha de consulta: 23 Enero 2015]. Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio de Colombia. Disponible en: <<http://www.minvivienda.gov.co/viceministerios/viceministerio-de-vivienda/vis-y-vip>>.
- Li, Z., Balendra, T., Tan, K., and Kong, K. 2005. Finite element modelling of cyclic behaviour of shear wall structure retrofitted using GFRP. *Proceeding, Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, ACI, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Paper No. 74.
- ONNCCE. 2010. *Industria de la construcción mampostería. Determinación de la resistencia a la compresión diagonal y módulo de cortante de muretes, así como determinación de la resistencia a compresión y módulo de elasticidad de pilas de mampostería de arcilla o de concreto. Métodos de ensayo (NMX C 464-2010)*. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y la Edificación, México D.F., México.
- Tan, K., Patoary, M. and Roger C. (2003). Anchorage systems for masonry walls strengthened with FRP composite laminates. *ASCE Journal of Reinforced Plastics and Composites*, Vol 22, pp. 1354-1371.
- Triantafyllou, T. and Antonopoulos, C. 2000. Design approach for concrete members strengthened in shear with FRP. *ASCE Journal of Composites for Construction*, Vol 4, pp. 198-205.