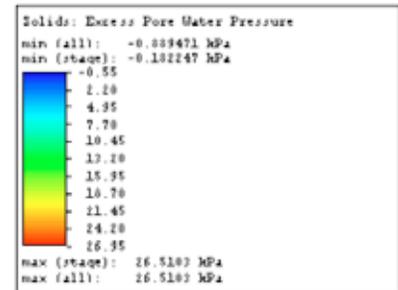
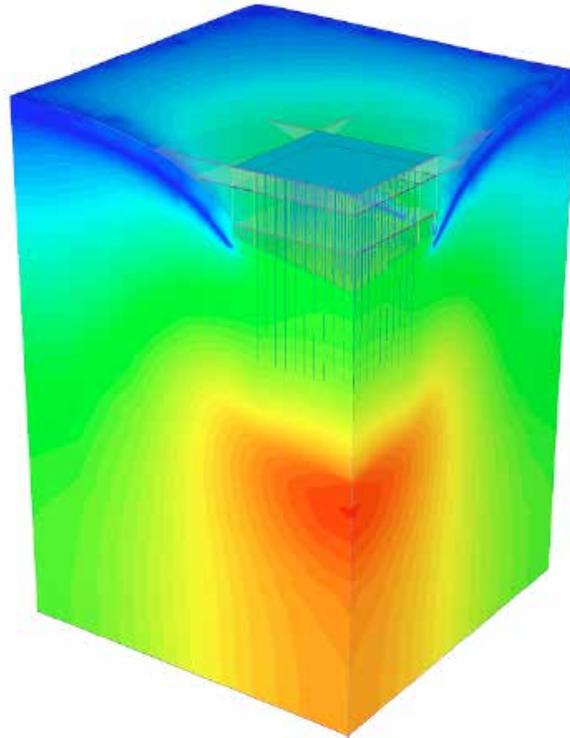


Obras y Proyectos

Revista de Ingeniería Civil



Evaluación de asentamientos en el tiempo de sistemas placa-pilote apoyados sobre depósitos arcillosos de Bogotá D.C. utilizando un modelo 3D de elementos finitos

Time settlement evaluation of piled-raft systems supported on clayey soils in Bogotá D.C., using 3D FEM

J. Monzón y A. Varela

Análisis de los factores que determinan el diseño de mallas metálicas para la estabilización de taludes en macizos rocosos

Analysis of the factors that determine the wire mesh design for the stabilization of rock slopes

K. Grätz, J. Salazar y C. Rodríguez

Análisis de un amortiguador de masa sintonizado óptimo en estructuras asimétricas no lineales

Analysis of an optimal tuned mass damper in non-linear asymmetrical structures

G. Espinoza, D. Neira y A. Cifuentes

Simple estimation of the maximum elastic roof displacement of a slender cantilever RC wall accounting for dynamic effects

Estimación simple del desplazamiento elástico máximo de techo de un muro esbelto de hormigón armado en voladizo considerando efectos dinámicos

P. Quintana

Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena

Determination of the performance level of a residential building based on reinforced concrete walls and designed according to Chilean codes

R. Medina y J. Music

Análisis dinámico de una torre autosoportada sujeta a cargas de viento y sismo

Dynamic analysis of a self-supported tower subjected to wind and seismic loadings

I. Fernández, V. Elena, P. Martín, Y. Corona e I. Hernández

Estudio de los pavimentos de túneles carreteros: ventajas de los pavimentos de hormigón frente a los bituminosos

Study of motorway tunnel pavements: advantages of concrete against asphalt pavements

J. Díaz y F. Hacar

COLUMNAS DE GRAVA

El nuevo servicio de CONSTRUCTORA LANCUYEN, la empresa líder en servicios geotécnicos del sur de Chile.



CONSTRUCTORA LANCUYEN LTDA.
Cochrane 635 Oficina 1503
Concepción

41-2467741
lancuyen@lancuyen.cl
www.lancuyen.cl





SOCHIGE



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE
VALPARAÍSO

X CONGRESO SOCHIGE años 3, 4 y 5^{DO} Valparaíso 2018

Los esperamos en la ciudad de Valparaíso del 3 al 5 de Diciembre 2018, Dirigido a:
Ingenieros Civiles, ingeniero con especialización en Ingeniería Geotécnica, ingeniería
estructural, mecánica de suelos, mecánicas de rocas y disciplinas afines



Comité Organizador

Matías Silva USM - Presidente
Javier Ubilla USM - Secretario
Director Científico:
Gabriel Villavicencio PUCV

Invitados Internacionales

Dr. John Lupo EE.UU
Dr. Andy Fourie Australia

Dr. Efraín Ovando México
Dra. Ellen Rathje EE.UU.

INSCRIPCIONES



- Caracterización Geotécnica
- Respuesta Sísmica de Sitio
- Fundaciones y Mejoramiento de Suelos
- Obras Subterráneas y Excavaciones
- Modelación Numérica y Física en Geotecnia
- Geotecnia Minera y Ambiental

Lugar: Universidad Técnica Federico Santa María - Av. España 1680, Valparaíso Chile



www.congresosochige.cl



contacto@congresosochige.cl



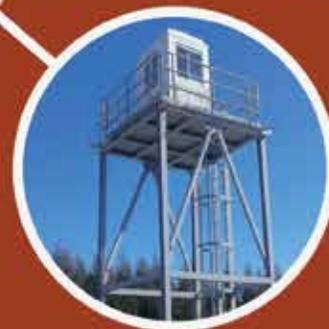
+56 2 2585 8180 / +56 9 9221 3321

Soluciones Geotécnicas

Obras civiles y
Movimiento de tierras



SOENCO
SOLUCIONES GEOTÉCNICAS



**Montaje
Industrial**

info@soenco.cl
www.soenco.cl

T: 41 2139 231
D: Jaime Repullo 326, Talcahuano - Chile

Edición 23, Otoño 2018
Revista Obras y Proyectos

Universidad Católica de la Santísima Concepción
Facultad de Ingeniería
Departamento de Ingeniería Civil
Alonso de Ribera 2850, Campus San Andrés
Casilla 297, Concepción, Chile

Editor

Dr. Felipe Villalobos
Universidad Católica de la Santísima Concepción

Comité asesor

Dr. Oscar Link
Universidad de Concepción, Chile
Dr. Arsenio Negro
Bureau de Projotos e Consultoria Ltda., São Paulo, Brasil
Dr. Giang Nguyen
The University of Adelaide, Australia
Dr. Ricardo Nicolau
Constructora Incolur S.A., Las Condes, Chile

Comité editorial

Dr. Giovanni Alvarado
AECOM Pty Ltd, Sydney, Australia
Dr. Rodrigo Cienfuegos
Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile
Dra. Luisa Equihua
Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, México
Dr. Wagner Fleming
Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile
Dr. David Muriá
Instituto de Ingeniería, UNAM, México
Dr. Efraín Ovando
Instituto de Ingeniería, UNAM, México
Dr. Felipe Prada
Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia
Dr. Iván Salazar
Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile
Dra. Alejandra Stehr
Universidad de Concepción, Chile
Dr. Tetsuo Tobita
Universidad de Kansai, Osaka, Japón
Dr. Ingo Weidlich
HafenCity University, Hamburgo, Alemania
Dr. Torsten Wichtmann
Bauhaus University Weimar, Alemania

Diseño y diagramación

VCR Publicidad
vcrpublicidad@gmail.com
56 9 88823187

Contacto y envío de artículos

Email: oyp@ucsc.cl
Web: www.oyp.ucsc.cl

Avisos comerciales y suscripciones

Sandra Solís
ssolis@ucsc.cl
56 41 234 58 52
\$15.000 bianual (US\$30, €30, £ 20)
Estudiantes \$5.000 (US\$ 10, € 10, £ 7)
Valor ejemplar \$4.500 (US\$ 9, € 9, £ 6)
Consultar promociones y ofertas

Periodicidad: semestral (edición de Otoño y Primavera)

Revista indexada y catalogada en  www.scielo.cl

 www.latindex.org  www.dialnet.unirioja.es

 <http://apps.webofknowledge.com>

Definición de la Revista

Obras y Proyectos es una revista de Ingeniería Civil cuya misión es divulgar, promover e incentivar la investigación, aportando al intercambio del conocimiento entre los profesionales del área de la Ingeniería Civil. Para ello se consideran trabajos originales de carácter científico, además de notas técnicas principalmente orientadas a exponer y discutir relevantes obras y proyectos. También se presentan trabajos técnicos que expongan innovaciones y aplicaciones utilizadas principalmente por empresas y consultoras relacionadas con la Ingeniería Civil. De esta manera se desarrollan los temas clásicos de la Ingeniería Civil, como son: Estructuras, Hidráulica, Geotecnia, Transporte y Construcción. Además otros temas relacionados y aplicados a la Ingeniería Civil son considerados, tales como Energía, Ambiente, Geología, Minería, Informática y Tecnología. De esta forma Obras y Proyectos busca la participación de un grupo amplio que abarca desde el mundo universitario, organismos públicos y el mundo empresarial.

Revisión de artículos por pares evaluadores externos

Al recibir un artículo el editor junto con miembros del comité asesor comprueban que el artículo corresponda o esté relacionado con Ingeniería Civil. Además se verifica que el artículo esté bien escrito, que no haya sido publicado anteriormente y que constituya un aporte a la Ingeniería Civil. De no ser así el artículo es devuelto. Luego, si el artículo es aceptado para su revisión, el editor envía el artículo a al menos dos especialistas en el tema que cubre el artículo. Los especialistas son evaluadores externos al Departamento de Ingeniería Civil de la UCSC y no son miembros del comité editorial. A partir de las observaciones de los evaluadores externos, el artículo puede ser aceptado, aceptado con observaciones o rechazado. En el segundo caso se pide la incorporación de cambios que satisfagan los requerimientos planteados por los revisores externos. En cualquiera de los tres casos se informa al o los autores del resultado de la revisión y de los cambios a realizar. Los autores no saben quienes revisaron sus artículos y no hay contacto entre autores y revisores. Antes de editar la revista el comité editorial la revisa en una versión en línea. Finalmente, el editor envía la versión final a imprimir para luego aprobar la prueba de impresión.

Contenidos



- 6** Evaluación de asentamientos en el tiempo de sistemas placa-pilote apoyados sobre depósitos arcillosos de Bogotá D.C. utilizando un modelo 3D de elementos finitos
Time settlement evaluation of piled-raft systems supported on clayey soils in Bogotá D.C., using 3D FEM
J. Monzón y A. Varela
- 25** Análisis de los factores que determinan el diseño de mallas metálicas para la estabilización de taludes en macizos rocosos
Analysis of the factors that determine the wire mesh design for the stabilization of rock slopes
K. Grattz, J. Salazar y C. Rodríguez
- 39** Análisis de un amortiguador de masa sintonizado óptimo en estructuras asimétricas no lineales
Analysis of an optimal tuned mass damper in non-linear asymmetrical structures
G. Espinoza, D. Neira y A. Cifuentes
- 55** Simple estimation of the maximum elastic roof displacement of a slender cantilever RC wall accounting for dynamic effects
Estimación simple del desplazamiento elástico máximo de techo de un muro esbelto de hormigón armado en voladizo considerando efectos dinámicos
P. Quintana
- 63** Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena
Determination of the performance level of a residential building based on reinforced concrete walls and designed according to Chilean codes
R. Medina y J. Music
- 78** Análisis dinámico de una torre autosoportada sujeta a cargas de viento y sismo
Dynamic analysis of a self-supported tower subjected to wind and seismic loadings
I. Fernández, V. Elena, P. Martín, Y. Corona e I. Hernández
- 87** Estudio de los pavimentos de túneles carreteros: ventajas de los pavimentos de hormigón frente a los bituminosos
Study of motorway tunnel pavements: advantages of concrete against asphalt pavements
J. Díaz y F. Hacar

Evaluación de asentamientos en el tiempo de sistemas placa-pilote apoyados sobre depósitos arcillosos de Bogotá D.C. utilizando un modelo 3D de elementos finitos

Time settlement evaluation of piled-raft systems supported on clayey soils in Bogotá D.C., using 3D FEM

Fecha de entrega: 20 de junio 2017

Fecha de aceptación: 17 de mayo 2018

Juan Sebastián Monzón y Alejandro Varela

Grupo de Investigación en Riesgo en Sistemas Naturales y Antrópicos, Facultad Ingeniería, Pontificia Universidad Javeriana, Carrera 7 No. 40-62 - Edificio José Gabriel Maldonado, Bogotá D.C., Colombia, jmonzon@javeriana.edu.co, a.varela@javeriana.edu.co

Este estudio se relaciona con los análisis de sistemas de cimentación placa-pilote apoyados sobre un perfil estratigráfico típico de arcillas en Bogotá D.C. La estratigrafía fue establecida usando alrededor de 57 registros de exploración y 16 ensayos de piezoconos de estudios geotécnicos para la primera línea del Metro proyectado en esta misma ciudad. Se estableció un modelo de 4 capas de suelo y los parámetros geotécnicos para cada una de estas fueron estimados a partir de ensayos de clasificación USCS, peso unitario, corte directo, consolidación unidimensional, compresión inconfínada y triaxiales CU. Basados en estos parámetros geotécnicos, un análisis de FEM en 3D fue realizado para el estudio de un sistema placa-pilote. 54 combinaciones geométricas entre longitud, diámetro, separación entre centros de elementos verticales y espesor de placa, fueron establecidas para la determinación de asentamientos totales teniendo en cuenta el proceso de construcción (300 días) y posterior hasta 20 años para un edificio sin sótanos de 15 pisos. Adicionalmente se estimaron los asentamientos totales usando las metodologías de Placa equivalente, Pilote equivalente, Poulos y Davis, y Poulos-Davis-Randolph para encontrar el número máximo de pilotes necesarios para el cumplimiento del asentamiento máximo a 20 años propuesto por la NSR-10 (2010) – Título H (30 cm). Finalmente se realizó el análisis de costos globales de construcción para todas las configuraciones geométricas encontradas.

Palabras clave: arcillas de Bogotá D.C., asentamiento total, elementos finitos 3D, placa-pilote, Rocscience RS3

This document presents the analyses of a piled-raft system foundation constructed on a typical stratigraphic profile of clays in Bogotá D.C. The stratigraphy was defined using 57 exploration records and 16 piezocone tests from geotechnical studies for the first line of the Metro projected in this city. A 4-layer average soil model was established and the geotechnical parameters for each layer were defined from USCS classification, unit weight, direct shear, unidimensional consolidation, unconfined compression and triaxial CU tests. Based on this geotechnical information, a 3D FEM analysis was performed for this study. 54 geometric combinations between length, diameter, separation between centres of vertical elements and raft thickness, were established to estimate the total settlements taking into account the construction process (300 days) and later on to 20 years for a 15 floors building without basements. In addition, total settlements were estimated using the methodologies of Equivalent Raft, Equivalent Pile, Poulos y Davis, and Poulos-Davis-Randolph to find the maximum number of piles needed to find the 20-year maximum settlement proposed by NSR-10 (2010) Title H (30 cm). Finally, the global construction cost analysis was performed for all the geometrical configurations and settlement methodologies proposed.

Keywords: clays of Bogotá D.C., total settlement, 3D finite elements, piled-raft, Rocscience RS3

Introducción

El crecimiento urbanístico en las últimas tres décadas alrededor del mundo ha generado un rápido incremento en

el número y altura de los edificios (Patil *et al.*, 2013). Para el caso de Bogotá, la demanda inmobiliaria obliga a construir mayores alturas en las áreas de expansión urbana donde

predominan los subsuelos blandos. Un número importante de estructuras se construyen sobre suelos blandos, por lo que el uso de losas de cimentación combinadas con pilotes (sistemas placa pilote) se ha convertido en la solución más eficiente desde la década de los años setenta, principalmente por el efecto económico favorable sobre otros tipos de cimentación en temas como: incremento de la capacidad portante, reducción de asentamientos totales y diferenciales en la placa (*e.g.* Fattah *et al.*, 2013; Ibáñez, 2017). Las experiencias exitosas que se tienen a nivel mundial de cimentaciones de edificios de gran altura en sistemas placa-pilotes, se han desarrollado principalmente en arcillas firmes a muy firmes y sobreconsolidadas, como lo son la arcilla de Frankfurt y la arcilla de Londres, así como en depósitos de arenas y margas en Berlín. Por tal razón, es de interés local, establecer si el sistema placa-pilotes es eficiente en el caso de arcillas de consistencia blanda a media que se encuentran en la ciudad de Bogotá en función del control de asentamientos por consolidación (Palacio, 2015).

En la actualidad existen los siguientes métodos determinísticos de análisis para el cálculo y estimación preliminar de asentamientos de los sistemas placa-pilote, dentro de los cuales están el propuesto por Poulos y Davis (1980), placa equivalente por Tomlinson y Woodward (2014), pilote equivalente por Poulos y Davis (1980) y Poulos-Davis-Randolph, Randolph (1994). De acuerdo con Poulos (2001), dentro de los métodos simplificados, el de mejor acogida internacional es el método de Randolph (1994). Sin embargo, estas metodologías fueron desarrolladas para depósitos arcillosos sobreconsolidados en donde el interés principal son los asentamientos inmediatos, por lo que implícitamente resulta poco relevante la estimación de los asentamientos no elásticos producto de la consolidación (Palacios, 2015). En general las predicciones de asentamientos se realizan para un determinado tiempo después de terminada la construcción de la obra proyectada, 20 años según la NSR-10 (2010). No se evidencia un profundo estudio en publicaciones donde se haga el intento de predecir el comportamiento del asentamiento en años intermedios (Small y Liu, 2008). Aunque se ha puesto una gran atención al asentamiento de un grupo de pilotes y sistemas placa-pilote, se ha prestado poca atención al comportamiento dependiente del tiempo (Fattah *et al.*, 2013).

En vista del vacío existente en los métodos numéricos usados para el análisis de estos sistemas sobre depósitos muy blandos y compresibles, es necesario mejorar y profundizar el entendimiento que se tiene sobre el comportamiento de los asentamientos en el tiempo para sistemas placa-pilote teniendo en cuenta el proceso constructivo (etapas de carga) mediante la metodología de elementos finitos en tres dimensiones y comparar los resultados obtenidos por dicho método con los calculados mediante las metodologías numéricas. Por lo tanto, en este estudio se usó el software RS3 de elementos finitos 3D (rocscience.com), para modelar numéricamente el comportamiento de varios sistemas placa-pilote apoyados sobre los depósitos arcillosos de Bogotá D.C., fue necesario caracterizar el comportamiento geotécnico del subsuelo de la Sabana de Bogotá con ayuda de los estudios geotécnicos preliminares de la primera línea del metro de Bogotá. Fue posible acceder a información de buena calidad, debido a la implementación de nuevas tecnologías para exploración (sondeos CPT y DMT). Además, se llevaron a cabo ensayos de resistencia al corte triaxial que permitieron actualizar la información de los estudios realizados por Moya y Rodríguez (1987), Orozco (2006) y Montaña (2013).

Las condiciones del perfil estratigráfico promedio definido corresponde a dos tipos de suelos: un espesor de suelos desecados superficialmente del orden de 6 m con intercalaciones de limos. Seguidos por una secuencia de arcillas blandas e intercalaciones de turbas de origen lacustre de la formación Sabana. Esta formación tiene un espesor variable que aumenta desde los piedemontes de los cerros que bordean la Sabana hacia la zona central. En el sector del norte de Bogotá, entre los cerros de Suba y orientales, el espesor máximo encontrado es del orden de 200 m (Palacios, 2015).

Metodología

En esta sección se resume la metodología adoptada y condiciones generales del perfil estratigráfico definido para el desarrollo de este estudio. En la superficie se encuentra una capa sobreconsolidada de arcilla firme CL con trazos café de materia orgánica con espesor promedio de 6 m, seguido por una arcilla de alta plasticidad CH gris clara con materia orgánica con espesor variable entre 7.5 a 9 m. Posteriormente hay una capa de arcilla combinada con limos de alta plasticidad CH gris oscura con materia

orgánica de espesor promedio de 8 m y finalmente un material de arcilla de alta plasticidad CH color café oscuro. Generalmente, la roca meteorizada se encuentra a una profundidad promedio de 113 m. El nivel freático se encuentra entre 2 y 8 m debajo de la superficie. Bajo esta circunstancia, habitualmente el suelo en superficie tiene una elevada capacidad portante, lo que hace favorable la implementación de sistemas de solo placa, sin embargo, las capas altamente compresibles pueden causar asentamientos excesivos para los edificios cimentados sobre esta. Así entonces, cimentaciones profundas tales como sistemas placa-pilote se deben usar para estas circunstancias.

Se muestra el perfil simplificado y el resumen de las propiedades geomecánicas usadas en el análisis numérico en la Figura 1. La Tabla 1 presenta la media μ , desviación estándar σ y covarianza COV del peso unitario γ , índice de vacíos inicial e_0 y coeficiente de permeabilidad k . La Tabla 2 presenta la media μ , desviación estándar σ y covarianza COV de la razón de sobreconsolidación OCR, coeficiente de compresibilidad C_c y coeficiente de hinchamiento C_r . La Tabla 3 presenta la media μ , desviación estándar σ y covarianza COV del módulo de Young E , la razón de Poisson ν , el ángulo de fricción interna ϕ y la cohesión c .

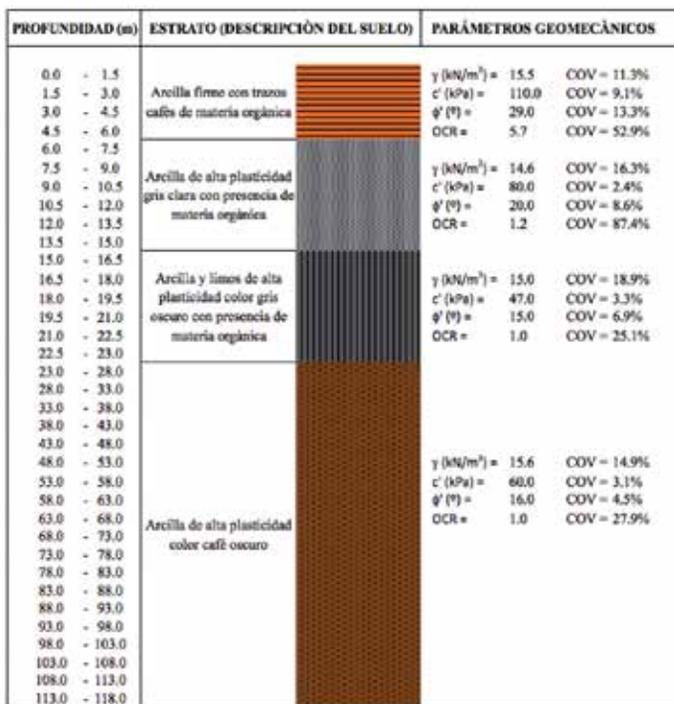


Figura 1: Perfil estratigráfico y parámetros geomecánicos

Tabla 1: Peso unitario γ , relación de vacíos e_0 y permeabilidad k

Capa	γ , kN/m ³			e_0			k , m/s x10 ⁻⁹		
	μ	σ	COV, %	μ	σ	COV, %	μ	σ	COV, %
1	15.5	1.75	11.3	1.69	0.62	36.4	6.99	6.18	88.4
2	14.6	2.39	16.3	3.04	0.73	24.1	5.67	6.01	105.9
3	15.0	2.83	18.9	3.49	0.84	23.9	5.97	6.31	105.5
4	15.6	2.33	14.9	2.88	0.86	29.9	5.67	5.96	105.7

Tabla 2: Parámetros de consolidación y compresibilidad

Capa	OCR			C_c			C_r		
	μ	σ	COV, %	μ	σ	COV, %	μ	σ	COV, %
1	5.69	3.02	52.9	0.71	0.33	45.8	0.134	0.10	74.9
2	1.16	1.43	87.4	1.46	0.69	47.1	0.267	0.31	94.5
3	1.01	0.26	25.1	1.67	0.80	47.9	0.268	0.09	35.5
4	1.01	0.28	27.9	1.97	0.39	19.6	0.189	0.19	28.7

Tabla 3: Parámetros elásticos y de resistencia

Capa	E , kPa			ν			ϕ , °			c , kPa		
	μ	σ	COV, %	μ	σ	COV, %	μ	σ	COV, %	μ	σ	COV, %
1	7044	1786.6	25.4	0.37	0.03	7.3	29	3.8	13.3	110	3.7	9.1
2	4367	2909.9	66.6	0.38	0.02	6.1	20	1.8	8.6	80	0.7	2.4
3	4931	3309.3	56.1	0.38	0.03	8.8	15	1.1	6.9	47	1.1	3.3
4	5640	4103.4	51.4	0.38	0.02	4.6	16	0.7	4.5	60	1.1	3.1

Definido el perfil estratigráfico, las propiedades índices y los parámetros geomecánicos, se acoplaron configuraciones geométricas de sistemas de cimentación placa-pilote, definidos en función del equipo constructivo y/o maquinaria comercial disponible en Colombia. La Tabla 4 muestra las configuraciones geométricas dispuesta para los sistemas placa pilote en estudio.

Tabla 4: Configuración geométrica para modelos placa-pilote

Geometría de la placa	Cuadrada de 30 x 30 m		
Diámetro de pilote D , m	0.6	0.8	1.0
Longitud de pilote L , m	20	40	60
Separación entre pilotes s , m	$2D$	$3D$	$4D$
Espesor de placa h , m	0.5	1.0	1.0

Debido a la simetría del problema, el análisis se limitó a una cuarta parte del sistema placa-pilote como se muestra en la Figura 2. Esto implicó tener en cuenta en el modelo las restricciones y condiciones de frontera suficientes para los bordes de placa y puntos de frontera.

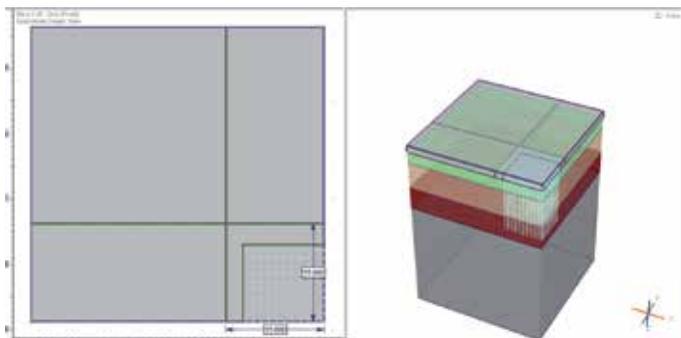


Figura 2: Esquema general de los modelos FEM, cuarta parte del problema

Se estableció que el avance de construcción por piso o planta construida sería en periodos de igual duración. Cada planta se culmina tras un periodo de 20 días por piso, hasta llegar al último nivel de la edificación, lo cual resulta en 15 niveles. La carga muerta de la edificación se calculó suponiendo una carga de 10 kN/m² por piso. La carga viva fue establecida con base en la información de referencia encontrada en el capítulo de cargas vivas del título B de la NSR-10 (2010), que para uso residencial recomienda usar una carga de 1.8 kN/m². Por lo tanto, la carga vertical uniformemente distribuida se aplicó en la parte superior de la superficie de la placa después de que se alcanzó el equilibrio inicial. Debido a que la modelación de todo el proceso de instalación de los pilotes es bastante complicada, el pilote se supone que está en un estado de esfuerzo libre al inicio del análisis (Bhowmik y Samanta, 2013; Cho *et al.*, 2012). Por lo tanto, el cambio de esfuerzos en el suelo durante la instalación de los pilotes no fue incluido. Tampoco se tienen en cuenta efectos de excavaciones (alivios de esfuerzos), dado que para el estudio, la placa va estar ubicada en superficie.

Para el cálculo de los asentamientos se definieron dos procesos. El primero de ellos corresponde a la evaluación de los asentamientos durante la construcción de las placas de entrepiso, teniendo en cuenta lo establecido en el párrafo anterior, resultando en un total de 16 etapas constructivas (donde únicamente la carga muerta es aplicada). Finalmente, después de terminada la construcción de cada uno de los pisos, se procede al cálculo de los asentamientos post-construcción (en este cálculo se incluye la carga viva en los análisis), lo cual corresponde al segundo proceso. Dicho proceso consiste de 4 etapas en total, que corresponden al cálculo de los asentamientos para 1, 5, 10 y 20 años después de analizada la construcción. La Tabla 5

muestra el número de etapas simuladas.

Tabla 5: Número de etapas durante y después de finalizada la construcción

Proceso	Etapas	Tiempo, días
Durante la construcción	1	0
	2	20
	3	40
	4	60
	5	80
	6	100
	7	120
	8	140
	9	160
	10	180
	11	200
	12	220
	13	240
	14	260
	15	280
	16	300
Después de la construcción	17	665
	18	2125
	19	3950
	20	7600

Con el fin de evitar problemas de condiciones de frontera y ahorrar tiempo computacional se usaron las recomendaciones de GGS (2014) sobre las dimensiones mínimas para definir el contorno de los modelos Figura 3.

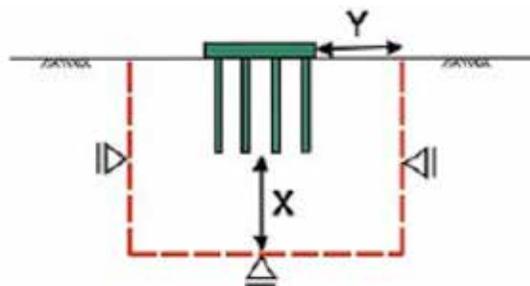


Figura 3: Esquema para el cálculo de dimensiones mínimas para modelos FEM

Donde $X > 1.0$ a 1.5 veces la longitud del pilote e $Y > 1.5$ a 2.0 la longitud del pilote. La placa y los pilotes se modelan como un material linealmente elástico. Para el cálculo del módulo de elasticidad E se usó la ecuación presentada en el Título C de la NSR-10 (2010).

$$E = 3900\sqrt{f_c^t} \quad (1)$$

Donde f_c^t es la resistencia a la compresión a los 28 días con la resistencia característica del concreto f_c^t para la placa y los pilotes de 28 MPa. Las cabezas de los pilotes están conectadas rígidamente a la placa: en la simulación esta conexión se tiene en cuenta por medio de elementos especiales (de un solo nodo) que el programa asigna, lo que asegura que los desplazamientos verticales debajo de la placa sean los mismos.

El programa de elementos finitos RS³ considera dicha interacción mediante la inclusión de una interfaz de un espesor t , determinado entre el pilote y el suelo llamados *thin-layer elements* y mostrados en la Figura 4. Geométricamente este elemento es similar al elemento continuo (suelo o estructural); sin embargo, sus relaciones constitutivas se definen de manera diferente. El comportamiento normal se define como una función de las propiedades del material y las características de esfuerzo-deformación por el elemento continuo vecino. En otras palabras los *thin-layer elements* son tratados esencialmente como cualquier otro sólido (suelo, roca o estructura) sin embargo su matriz de relación constitutiva (2) es diferente.

$$[C_i] = \begin{pmatrix} [C_{nm}]_i & [C_{ns}]_i \\ [C_{sn}]_i & [C_{ss}]_i \end{pmatrix} \quad (2)$$

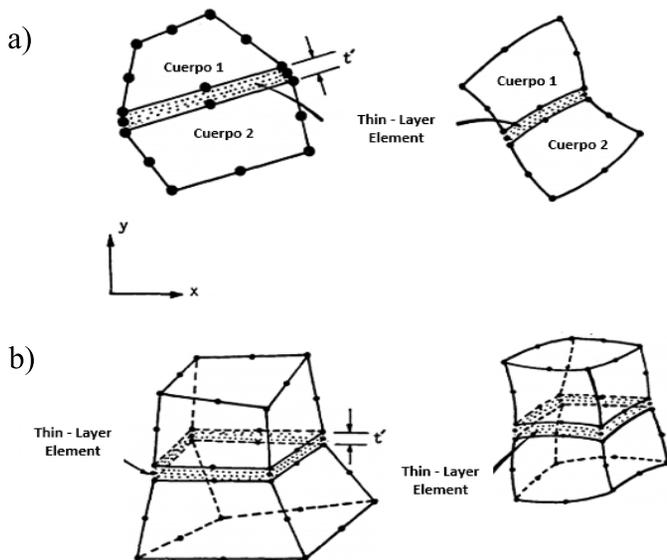


Figura 4: Esquema *thin-layer elements*, a) en dos dimensión y b) en tres dimensiones

Para definir el comportamiento de esta interfaz es necesario calcular los valores de la rigidez normal y de corte. En la Tabla 6 se muestran los valores de rigidez normal K_n y de corte K_s estimados para este estudio. Una guía tentativa propuesta por Desai *et al.* (1984) para la estimación de la rigidez normal y de corte para los elementos de interfaz *thin-layer elements* se puede resumir como: a) considerar un espesor promedio del elemento a introducir en la malla y sería denotado como e , b) definir un módulo elástico que se encuentre dentro de los valores de módulo que rodean la interfaz. Si el suelo es estratificado, suponer que es el promedio del módulo de elasticidad de todos los suelos presentes a lo largo del pilote, denotado E_q , c) calcular la rigidez normal K_n dividiendo E_q entre el espesor e y d) calcular el valor de la rigidez de corte K_s dividiendo K_n entre 10 ó 100.

Para esta investigación el espesor e fue calculado teniendo en cuenta la recomendación propuesta por Desai *et al.* (1984), en donde la relación entre el espesor e , y la longitud L , del elemento debe estar entre 0.01 a 0.1. Para el estudio la relación fue de 0.01.

Tabla 6: Valores de rigidez normal K_n y de corte K_s para cada longitud de pilote

L , m	E_q , kPa	K_n , kN/m	K_s , kN/m
20	5312.2	26561	2656
40	5423.3	13558	1356
60	5495.6	9159	916

Los nodos que se encuentran en las esquinas del modelo están restringidos contra desplazamientos en las direcciones x - y para tener el desplazamiento verticalmente. En el plano x - z se restringen los desplazamientos en la dirección y y de la misma forma en el plano y - z se restringe el desplazamiento en x y los nodos que constituyen el fondo de la malla son restringidos contra el desplazamiento en las tres direcciones. En la Figura 5 se muestran las restricciones mencionadas.

Los suelos fueron modelados usando el modelo Mohr-Coulomb. Este modelo fue escogido para representar el comportamiento del suelo, ya que puede predecir el comportamiento de falla del suelo con precisión, aun cuando utiliza parámetros obtenidos de pruebas básicas en laboratorio. El modelo elasto-plástico Mohr- Coulomb

está basado en una curva de esfuerzo deformación elástica-perfectamente plástica mostrada en la Figura 6.

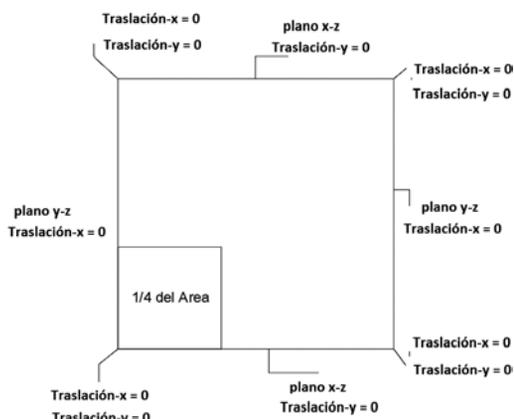


Figura 5: Restricciones de contorno usadas en los modelos FEM

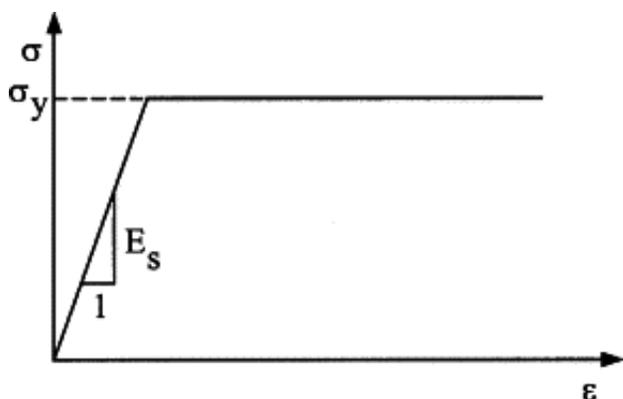


Figura 6: Modelo elástico-perfectamente plástico (Bhowmik y Samanta, 2013)

La característica más atractiva de este modelo es que emplea solo cinco parámetros del suelo, estos son el módulo de Young E , la relación de Poisson ν , la cohesión c , el ángulo de fricción ϕ y el ángulo de dilatación ψ para modelar el comportamiento del suelo. Estas propiedades se asumen que permanecen constantes incluso en el momento de ocurrencia del endurecimiento o ablandamiento del material después de la falla. Se usó una malla gruesa, es decir, una malla con elementos muy grandes como se muestra en la Figura 7. Después de garantizar que las cargas y restricciones definidas para el modelo no presentaran ningún tipo de problema, se inició un proceso de refinamiento de la malla, en donde lo que se busca es la resolución del modelo con mallas sucesivamente más finas entre si y comparar los resultados entre estas diferentes mallas. Esta comparación puede hacerse analizando campos en uno o más puntos del modelo, que para el caso de esta investigación es el centro de la placa.

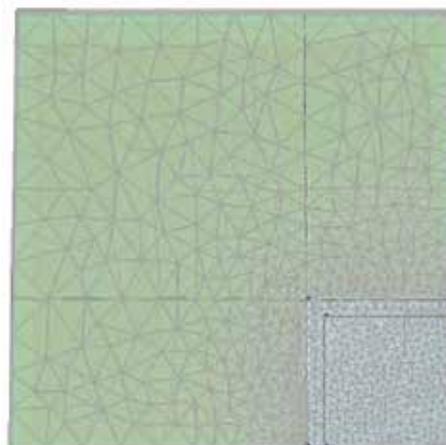


Figura 7: Representación en planta de la malla FEM usada en los modelos

Como criterio de análisis se busca encontrar por medio de las diferentes metodologías analíticas de cálculo y de simulación con elementos finitos, la configuración que cumpla con lo establecido en el numeral H.4.9.2 - Límites de asentamientos totales del título H de la NSR-10 (2010): "Los asentamientos totales calculados a 20 años se deben limitar al siguiente valor". Para construcciones aisladas 30 cm, siempre y cuando no se afecten la funcionalidad de conducciones y accesos a la construcción. Para el cálculo de los costos y posterior comparación de cada una de las soluciones encontradas, se utilizó un generador de precios de Cype Ingenieros S.A. (Tabla 7).

Tabla 7: Costos globales de construcción para los elementos estructurales en pesos colombianos

Elemento estructural	Unidad	Costo global, \$
Pilote $D = 0.6$ m	ml	309255
Pilote $D = 0.8$ m	ml	459239
Pilote $D = 1.0$ m	ml	626018
Placa	m ³	575661

Resultados

Método de placa equivalente

Con el fin de identificar el impacto que tiene la consideración del proceso constructivo (etapas de construcción de cada piso) dentro de la metodología de placa equivalente, se ejecutaron modelos en donde se consideraron ambos escenarios (con proceso y sin proceso). La Figura 8 muestra la evolución de los asentamientos para 1, 5, 10 hasta 20 años.

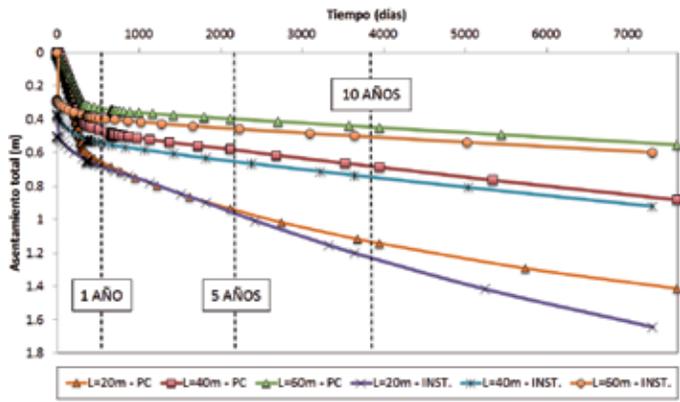


Figura 8: Evolución de asentamientos totales, método Placa – equivalente sin y con proceso constructivo

Se puede observar que los valores de asentamiento obtenidos cuando se consideró el proceso de avance de carga son menores respecto a los del caso sin incremento de las cargas (proceso constructivo). En la Tabla 8 se presentan los valores de asentamientos totales para cada uno de los casos mencionados junto con el porcentaje de variación entre ambas condiciones.

Tabla 8: Variación de asentamientos totales, método Placa – equivalente sin y con proceso constructivo

Longitud de pilotes L , m	Proceso constructivo		Variación, %
	Si	No	
	Asentamiento, m		
20	1.63	1.68	3
40	0.88	0.93	4
60	0.55	0.60	9

La diferencia en los valores obtenidos se debe principalmente al comportamiento en la generación y disipación de excesos de presiones de poros. En la Figura 9 se puede observar que para el caso en donde la carga se aplicó de manera instantánea, el exceso de presión de poros generado fue mayor al que se generó al considerar la aplicación de carga de manera progresiva. A diferencia del comportamiento de rápida disipación de excesos de presiones de poros de la carga instantánea, durante el tiempo que se estableció para la construcción de un piso (20 días x piso), en cada una de las etapas constructivas, se disiparon en promedio 0.9 kPa, lo que generó que el valor máximo de exceso de presión de poros sea menor en un rango de 21-34 %.

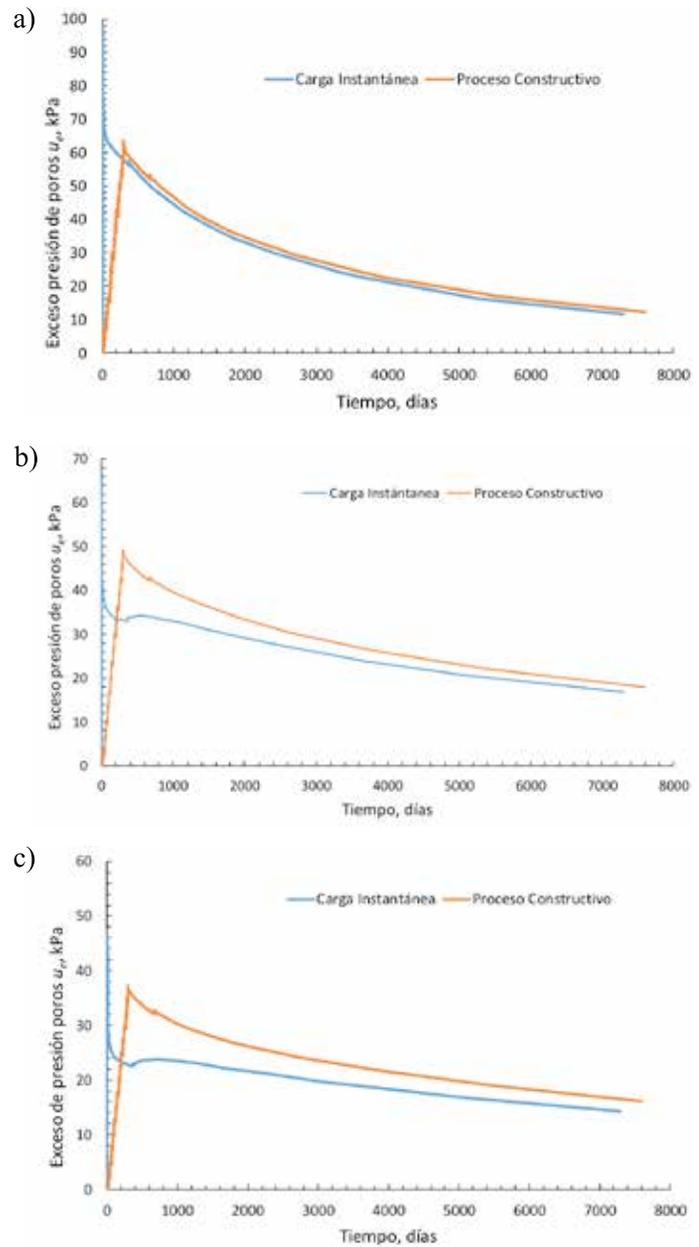


Figura 9: Exceso de presión de poros para una longitud de pilote L de a) 20 m, b) 40 m y c) 60 m

Método de pilote equivalente

En las Tablas 9, 10 y 11 se resumen los resultados arrojados por la metodología. Teniendo en cuenta los 30 cm de asentamiento máximo propuesto en la norma, el 70.4% de soluciones encontradas cumplen con dicho criterio.

Para el problema propuesto en esta investigación y según los resultados observados anteriormente, los pilotes de longitud de 20 m sin importar el diámetro y la separación ofrecen un deficiente control de los asentamientos.

Tabla 9: Número de pilotes y asentamiento total δ para $D = 0.6$ m (pilote equivalente)

L , m	S	pilotes	δ , m	L/D
20	2D	625	0.357	33.3
40	2D	300	0.300	66.7
60	2D	55	0.299	100
20	3D	256	0.360	33.3
40	3D	135	0.300	66.7
60	3D	28	0.299	100
20	4D	144	0.361	33.3
40	4D	78	0.300	66.7
60	4D	18	0.296	100

Tabla 10: Número de pilotes y asentamiento total δ para $D = 0.8$ m (pilote equivalente)

L , m	S	pilotes	δ , m	L/D
20	2D	324	0.357	25
40	2D	170	0.297	50
60	2D	30	0.299	75
20	3D	144	0.359	25
40	3D	75	0.300	50
60	3D	15	0.301	75
20	4D	81	0.361	25
40	4D	43	0.301	50
60	4D	10	0.294	75

Tabla 11: Número de pilotes y asentamiento total δ para $D = 1.0$ m (pilote equivalente)

L , m	S	pilotes	δ , m	L/D
20	2D	210	0.358	20
40	2D	105	0.299	40
60	2D	18	0.300	60
20	3D	100	0.360	20
40	3D	47	0.300	40
60	3D	10	0.294	60
20	4D	49	0.362	20
40	4D	27	0.301	40
60	4D	6	0.296	60

Método de Poulos y Davis

Para el cálculo del asentamiento se parte del supuesto que la distribución de carga será de 70% pilotes y 30% placa, de acuerdo con lo establecido por Cooke *et al.* (1981) y Cooke (1986). La Tabla 12 muestra que, con la suposición de distribución de cargas, en ninguno de los casos se logró cumplir con el asentamiento de 30 cm.

Con el fin de evaluar si esta metodología proporciona una

solución frente al problema propuesto en esta investigación, se continuó aumentando el número de pilotes hasta que se cumpliera con el asentamiento de 30 cm, superando el 100% de la carga tomada, como se presenta en la Tabla 13.

Tabla 12: Asentamiento total δ y número de pilotes para una distribución de carga 70% pilotes y 30% placa

L , m	D , m	pilotes	δ , m
20	0.6	132	0.523
40	0.6	69	0.479
60	0.6	47	0.441
20	0.8	100	0.529
40	0.8	52	0.427
60	0.8	35	0.412
20	1.0	81	0.476
40	1.0	41	0.411
60	1.0	28	0.376

Tabla 13: Asentamiento total δ y número de pilotes para un porcentaje de carga mayor o igual al 100%

L , m	D , m	pilotes	δ , m	Carga, %
20	0.6	490	0.301	260
40	0.6	180	0.298	182
60	0.6	95	0.299	143
20	0.8	423	0.299	253
40	0.8	96	0.299	130
60	0.8	60	0.296	121
20	1.0	246	0.299	195
40	1.0	70	0.300	118
60	1.0	39	0.297	100

Método de Poulos-Davis-Randolph

En las Tablas 14, 15 y 16, se resumen los resultados arrojados por la metodología de Poulos-Davis-Randolph. Con el propósito de mostrar la importancia de considerar el efecto que tiene el estrato blando que se encuentra por debajo de la cabeza de los pilotes, se muestran los asentamientos δ_2 que se obtendrían al ignorar la presencia de dicha capa blanda y la diferencia Δ en % de los asentamientos. Se observa que para los pilotes de 20 m de longitud, los asentamientos sin considerar el efecto de la capa blanda son en promedio un 55% menores respecto a los obtenidos teniendo en cuenta los asentamientos por consolidación de la capa blanda. Para el caso de los pilotes cuya longitud es de 40 m, dicha diferencia es del 40% mientras que para los pilotes de mayor longitud, la diferencia es del 21%.

Tabla 14: Asentamiento total método PDR, $D = 0.6$ m

$S = 2D$				
Pilotes	δ_1 , m	δ_2 , m	Δ , %	L/D
625	0.732	0.334	54.4	33.3
625	0.311	0.176	43.4	66.7
100	0.305	0.243	20.3	100
$S = 3D$				
256	0.726	0.32	55.9	33.3
256	0.314	0.178	43.3	66.7
60	0.298	0.237	20.5	100
$S = 4D$				
144	0.716	0.311	56.6	33.3
144	0.315	0.179	43.2	66.7
40	0.298	0.238	20.1	100

Tabla 15: Asentamiento total método PDR, $D = 0.8$ m

$S = 2D$				
Pilotes	δ_1 , m	δ_2 , m	Δ , %	L/D
324	0.756	0.351	53.6	25
324	0.351	0.215	38.7	50
78	0.298	0.237	20.5	75
$S = 3D$				
144	0.34	0.34	54.4	25
144	0.232	0.232	37	50
42	0.24	0.24	20	75
$S = 4D$				
81	0.337	0.337	53.4	25
81	0.198	0.198	39.8	50
30	0.236	0.236	20	75

Tabla 16: Asentamiento total método PDR, $D = 1.0$ m

$S = 2D$				
Pilotes	δ_1 , m	δ_2 , m	Δ , %	L/D
225	0.746	0.348	53.4	20
225	0.362	0.227	37.3	40
70	0.299	0.239	20.1	60
$S = 3D$				
100	0.743	0.345	53.6	20
100	0.36	0.226	37.2	40
38	0.297	0.239	24.3	60
$S = 4D$				
49	0.773	0.362	53.2	20
49	0.379	0.242	36.1	40
25	0.299	0.241	19.4	60

Teniendo en cuenta el criterio de los 30 cm de asentamiento máximo, el 70.4% de soluciones obtenidas sin considerar la capa blanda cumplirían dicha condición y cuentan con la posibilidad de optimizar el número de pilotes, dado que los asentamientos calculados se encuentran muy por debajo de los 30 cm. Sin embargo, si se analiza el caso contrario, únicamente el 33.3% (solo los pilotes de 60 m de longitud) de las soluciones sería adecuada para cumplir lo establecido en la norma. Por lo que queda en evidencia la desventaja que posee esta metodología para el diseño de sistemas placa-pilote en la ciudad de Bogotá, en especial cuando quienes realizan los diseños de dichos sistemas no tienen conocimiento de todas las consideraciones adicionales a la metodología original propuesta en 1994.

Método de Elementos Finitos 3D FEM3D

Los elementos finitos permiten evaluar la influencia de un problema no lineal, con la incorporación de un modelo más avanzado que admite representar la tridimensionalidad de un problema placa-pilote. Diferentes análisis de sistemas placa-pilote han sido desarrollados con la ayuda de elementos finitos 3D (Hansbo y Jendeby, 1983; Katzenbach *et al.*, 1998; Reul y Randolph, 2003), quienes buscaron determinar la influencia de la configuración geométrica de los elementos (placa y pilotes) en el cálculo de asentamientos, representando la variación del asentamiento en función del cambio de espesor de placa, separación, longitud y diámetro de los elementos profundos. Con el fin de determinar el impacto que una u otra propiedad geométrica causa en la estimación de los asentamientos, se representaron gráficamente las combinaciones mencionadas desarrolladas en esta investigación.

La representación de los asentamientos en sistemas placa-pilote para este caso fue realizada bajo el criterio de una placa flexible y rígida, donde se estimaron las diferencias bajo ambas condiciones de análisis, variando el espesor de placa, diámetro, longitud y separación entre pilas para cada una de las combinaciones. La variación del asentamiento en post-construcción fue estimada como la diferencia entre el desplazamiento promedio a 20 años menos el desplazamiento promedio al finalizar construcción. En las Figuras 10 y 11, se muestra la variación de los asentamientos en función del diámetro. Se encontró que la variación del diámetro representó para los sistemas placa

pilote un aumento promedio en los asentamientos del 4.6% al aumentar de diámetro 0.6 m a 0.8 m, 18.5% al aumentar de 0.8 m a 1.0 m y del 26.6% al aumentar el diámetro de 0.6 m a 1.0 m. Esto muestra que el efecto que tiene el aumento de diámetro (y por consiguiente la reducción del número de pilotes dado que es menor el número de pilotes que pueden ser construidos dentro del área de placa) es mucho menor cuando el cambio de diámetro es de 0.6 m a 0.8 m por lo que se puede concluir que para las condiciones geotécnicas y carga aplicada en esta investigación los diámetros que mayor eficiencia muestran son los de 0.6 m y 0.8 m.

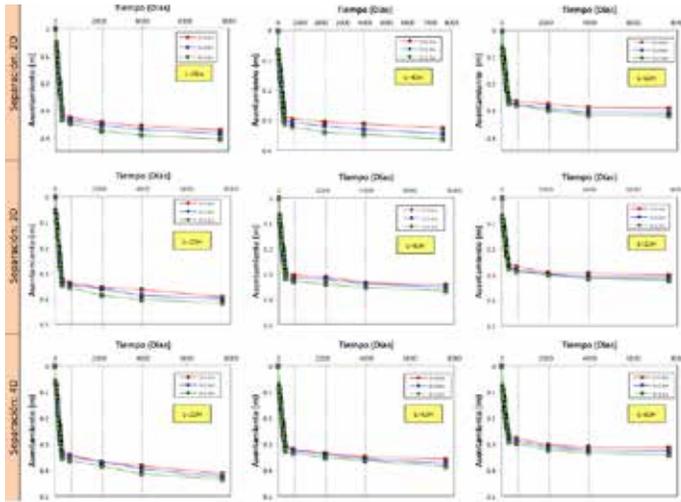


Figura 10: Efecto del diámetro en los asentamientos totales para placa con espesor de 0.5 m

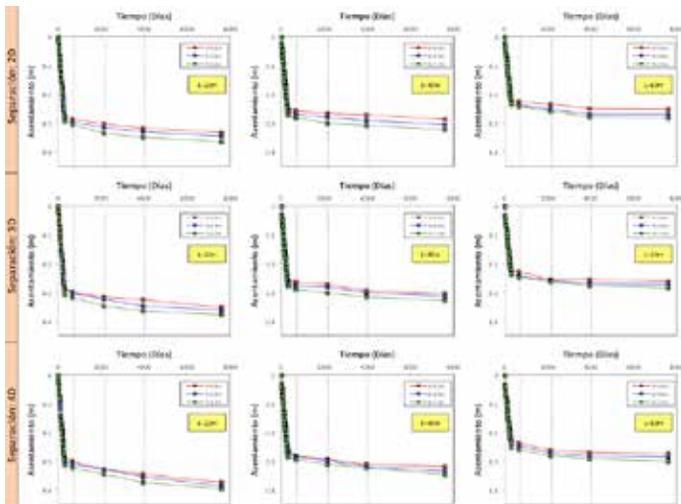


Figura 11: Efecto del diámetro en los asentamientos totales para placa con espesor de 1.0 m

Con el fin de seguir evaluando las variables geométricas que mayor incidencia tiene en la variación de los asentamientos, se graficó la variación de los mismos (para

cada espesor de placa) respecto a la longitud de los pilotes. En las Figuras 12 y 13, se puede apreciar que, al aumentar la longitud de los pilotes, se reduce los asentamientos entre el 41.2 y 46.6% con un valor promedio de 44% para cuando la longitud de pilotes se aumenta de 20 a 40 m respectivamente. En el caso cuando la longitud de los pilotes se aumenta de 40 a 60 m, la reducción que se estimó fue entre 15.4 y 16.9% con un valor promedio de 16 %. Por lo tanto, se puede concluir que la longitud de los pilotes representa la variable geométrica con mayor importancia para la reducción de asentamientos. Sin embargo, es posible que un aumento de longitud de pilotes mayores a 60 m no genere una disminución significativa en el desplazamiento vertical promedio del sistema placa-pilote con la misma eficiencia que los registrados para pilotes con longitudes de 20 a 40 m.

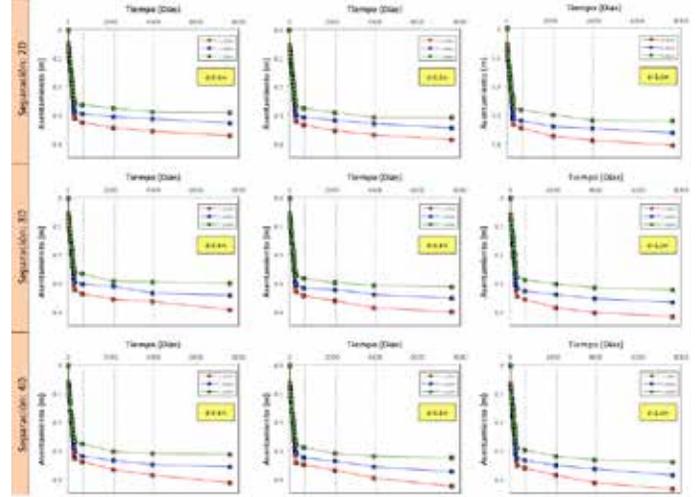


Figura 12: Efecto de la longitud en los asentamientos totales para placa con espesor de 0.5 m

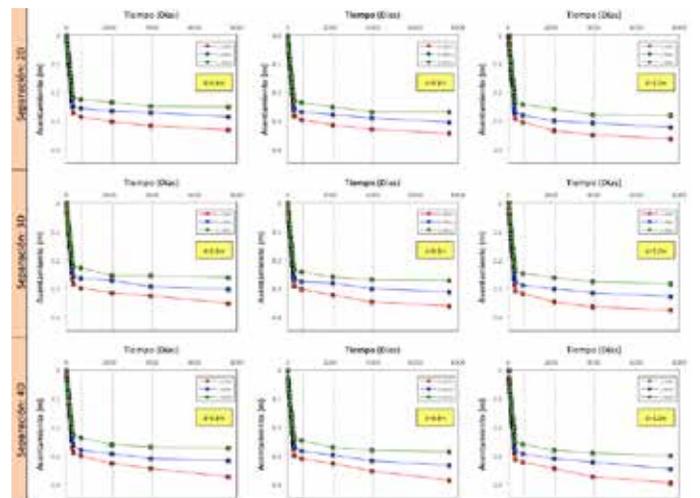


Figura 13. Efecto de la longitud en los asentamientos totales para placa con espesor de 1.0 m

De las Figuras 14 y 15, se observa que a medida que se disminuyó la separación entre pilotes, fue posible reducir los asentamientos entre 14.3% y 19.2%. Esto se debe a que cuando las separaciones son menores, el número de pilotes que pueden ser construidos en el área de placa aumenta por lo que en teoría el control de asentamientos se puede realizar de mejor manera. Aunque el objetivo de los pilotes en los sistemas placa pilote no es principalmente lograr una reducción (como grupo) de los esfuerzos inducidos por la carga aplicada, sí se evidenció que los menores asentamientos se obtuvieron cuando el diámetro de los pilotes era pequeño, la longitud superior a 40 m y la separación era dos veces el diámetro.

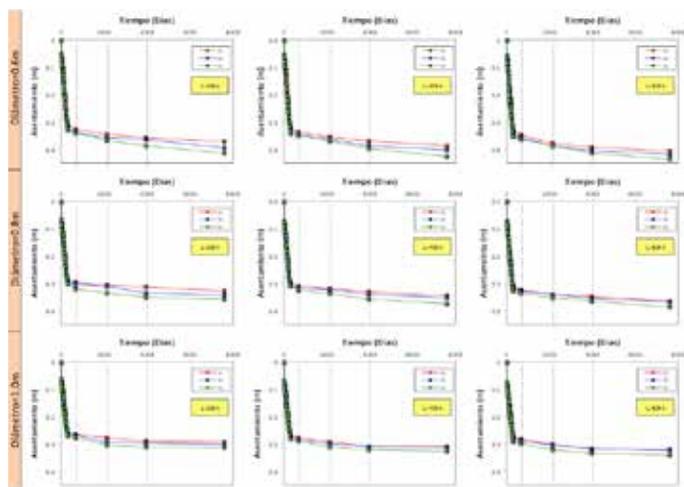


Figura 14: Efecto de la separación en los asentamientos totales para placa con espesor de 0.5 m

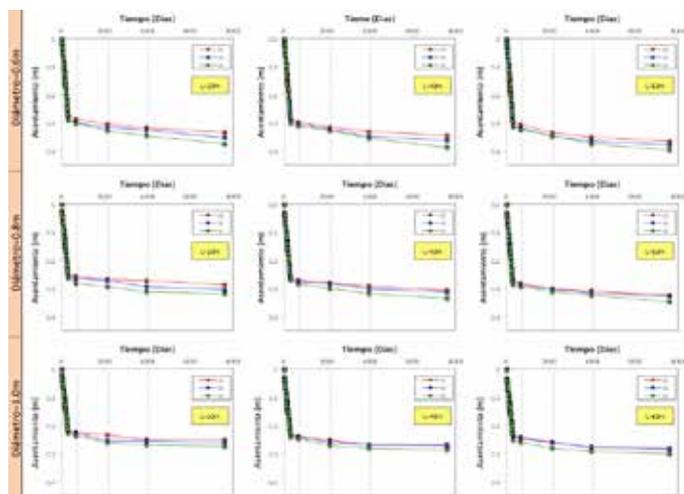


Figura 15: Efecto de la separación en los asentamientos totales para placa con espesor de 1.0 m

Igualmente se representó la variabilidad de los asentamientos durante las etapas constructivas frente al

espesor de la placa (flexible y rígida), diámetro, longitud y separación entre elementos profundos, con el fin de observar la variación del asentamiento promedio en el centro, teniendo en cuenta el proceso de construcción de la carga por etapas e instantáneamente. En las Figuras 16 a 19, la línea SPC se refiere a la estimación del asentamiento sin tener en cuenta el proceso constructivo para la configuración $D = 0.6$ m, $L = 20$ m y $S = 2D$. Las demás líneas representan por franjas de color, rojo ($D = 0.6$ m), azul ($D = 0.8$ m) y verde ($D = 1.0$ m), la variación del asentamiento total desde el primer día de aplicación de la carga, hasta finalizar la construcción (300 días).

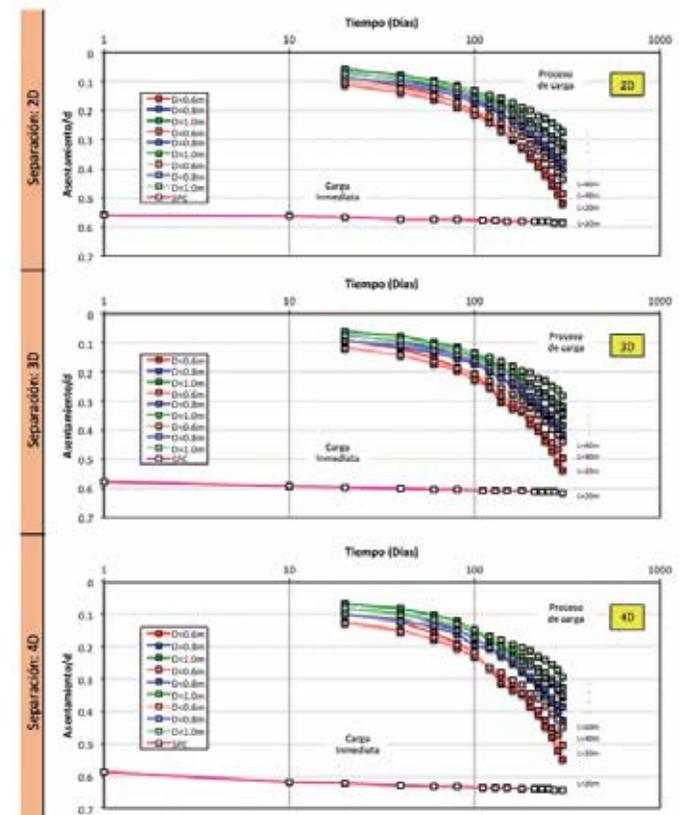


Figura 16: Efecto del diámetro en el comportamiento de los asentamientos totales durante y post-construcción para placa con espesor de 0.5 m

En primera instancia pudo identificarse que, durante el proceso de carga, la propiedad geométrica que mayor incidencia tiene en la variación del asentamiento es la longitud, logrando una reducción del asentamiento en tantas veces la longitud sea mayor. Asimismo, se confirmó que la variación de longitudes de 20 ó 60 m presenta un rango amplio en el cual fue posible reducir el asentamiento hasta en un 75% con el aumento de la longitud.

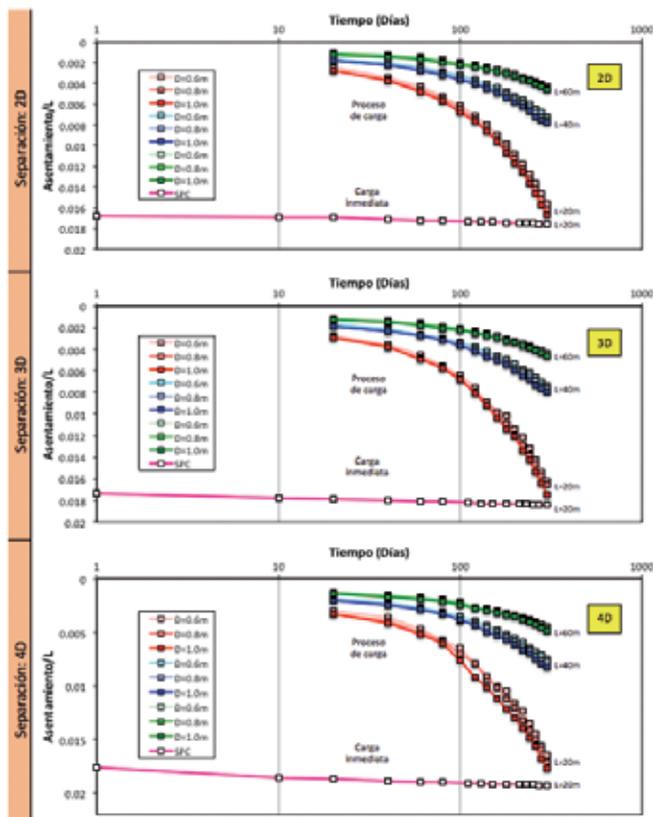


Figura 17: Efecto de la longitud en el comportamiento de los asentamientos totales durante y post-construcción para placa con espesor de 0.5 m

En caso contrario, la variación de longitudes de 40 ó 60 m presentó una reducción en el asentamiento del 41%. Para alcanzar a lograr que el diámetro tenga una incidencia similar a la longitud en la estimación de los asentamientos de sistemas placa pilote, sería necesario que esta aumentará en tantas veces que su dimensión fuera al menos lo suficientemente superior al valor del asentamiento obtenido para los diámetros convencionales propuestos. Sin embargo, se presenta la dificultad para la construcción de pilas con diámetros superiores a 1.0 m por la disponibilidad de equipo y maquinaria. Bajo el proceso de aplicación de la carga instantánea y por etapas, se evidenció que el valor de asentamiento hasta el punto de finalización de construcción (300 días) varía entre un 10.4 a 12.8% más, lo que significa que representar la estimación de asentamientos para un problema de cimentación combinada (placa + pilotes), sin tener en cuenta el avance de construcción en la obra puede sobre estimar los valores de asentamiento.

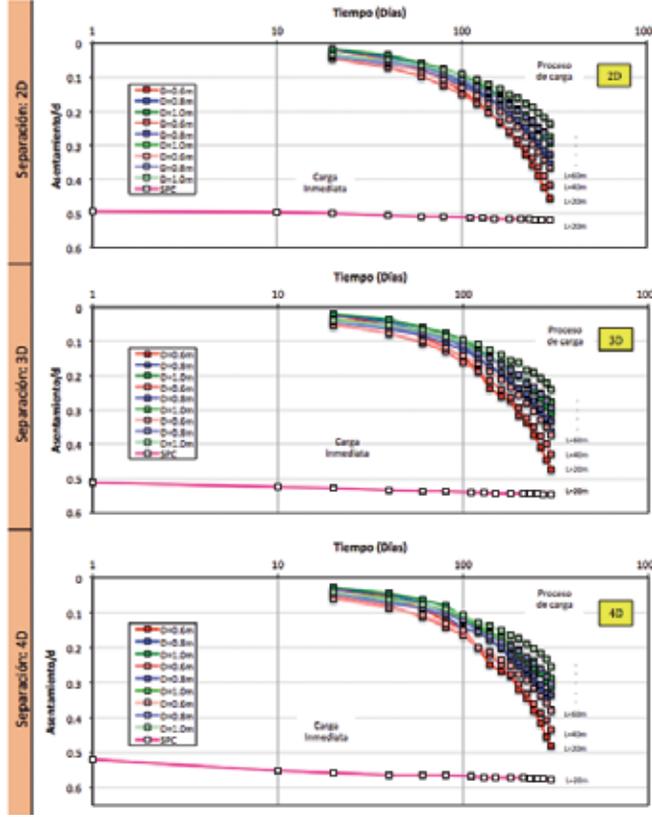


Figura 18: Efecto del diámetro en el comportamiento de los asentamientos totales durante y post-construcción para placa con espesor de 1.0 m

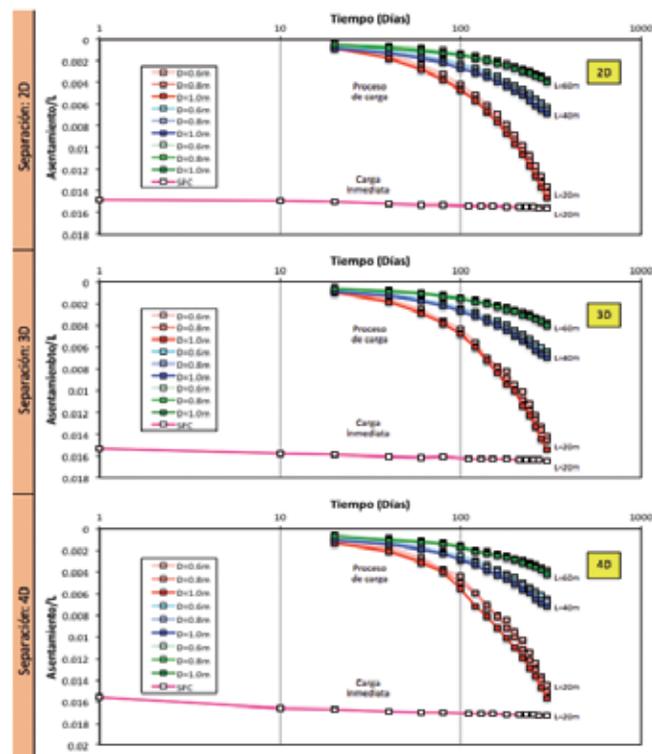


Figura 19: Efecto de la longitud en el comportamiento de los asentamientos totales durante y post-construcción para placa con espesor de 1.0 m

Para este caso de estudio, el hecho de evaluar un modelo por etapas, permitió que los excesos de presión de poros tuvieran un tiempo de disiparse entre cada construcción por piso (20 días), mientras que la evaluación simplificada de aplicación de carga instantánea, reflejó una elevada estimación de los excesos de presión de poros, muestra de esto fueron las diferencias en el asentamiento total al analizar la construcción. Se concluye que evaluar los asentamientos totales teniendo en cuenta las etapas de construcción, permite optimizar el sistema de cimentación y lograr un menor error en la predicción del desplazamiento vertical del sistema combinado.

Asentamientos diferenciales

Con el fin de ver el efecto que tienen los pilotes sobre los asentamientos diferenciales del sistema en cada uno de los modelos de elementos finitos, se graficó el perfil de asentamientos longitudinal (desde el borde del modelo hasta el eje de simetría), tal como se muestra en la Figura 20.

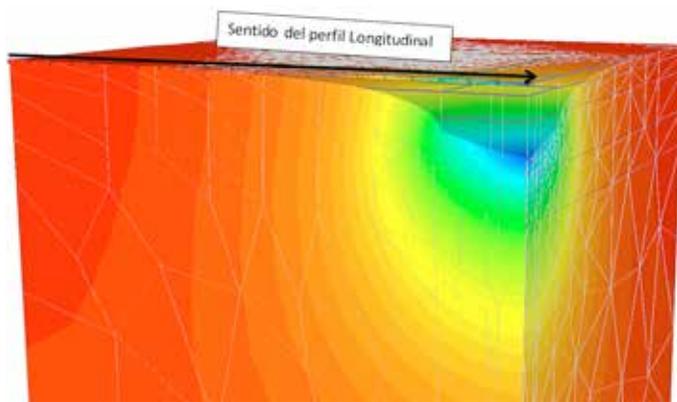


Figura 20: Orientación del perfil longitudinal para la determinación de asentamientos diferenciales

A continuación, las Figuras 21 a 24 presentan los tipos de comportamiento generales observados para cada una de las configuraciones.

Se observa que, para condiciones idealizadas de carga uniforme, el perfil de asentamientos de la cimentación formada únicamente por la placa tiene forma de una “artesa”, donde los asentamientos son de mayor magnitud en el centro y menores en el borde. Al introducir los pilotes (cuya función es la reducción de asentamientos) dicha forma se ve afectada dependiendo de si la distribución del número de pilotes se realiza en toda la placa o si se concentra en el centro de la misma. Esto concuerda con

lo reportado por Tan *et al.* (2005). Bajad y Sahu (2009) encontraron que la adición de pilotes conlleva a la reducción de los asentamientos diferenciales en un rango del 40 al 60% para los sistemas placa-pilote con distribución de pilotes por toda la placa y 40 a 70% para sistemas placa-pilote con los pilotes ubicados en el centro de la placa. Finalmente, Bajad y Sahu (2009) concluyen que un grupo de pilotes distribuido en la porción central de alrededor del 20 al 40% del área de la placa, logra ser más efectivo en la reducción de los asentamientos diferenciales. Randolph (1994) reportó que para sistemas placa-pilote cargados de manera uniforme, los pilotes deben concentrarse en el 15 a 25% del área de la placa.

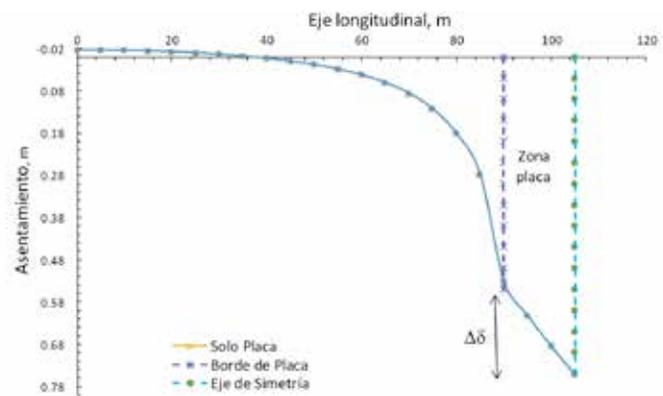


Figura 21: Perfil longitudinal de asentamientos diferenciales para un modelo sin pilotes y placa con espesor de 0.5 m. Configuración solo placa y $\Delta\delta = 0.22$ m

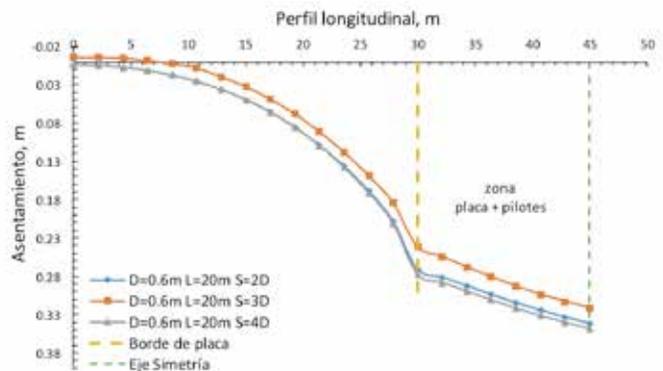


Figura 22: Perfil longitudinal de asentamientos diferenciales para un modelo $D = 0.6$ m, $L = 20$ m, $S = 2D$ (399 pilotes, $\Delta\delta = 0.07$ m), $3D$ (225 pilotes, $\Delta\delta = 0.08$ m) y $4D$ (121 pilotes, $\Delta\delta = 0.07$ m)

Se encontró que cuando la separación de los pilotes es igual a 2 veces su diámetro y el área de ocupación de los pilotes ocupa en promedio el 37% de la placa, la reducción de los asentamientos alcanza su máximo valor (81%). A su vez, para cuando la separación es de 3 veces el diámetro

y el área promedio de ocupación en planta ocupada por los pilotes es del 59%, es cuando se logra una reducción promedio del 91%. Por lo que se puede concluir que la separación recomendada para lograr la mayor reducción en los asentamientos diferenciales, teniendo en cuenta las condiciones geotécnicas y geométricas de esta investigación es 3 veces el diámetro.

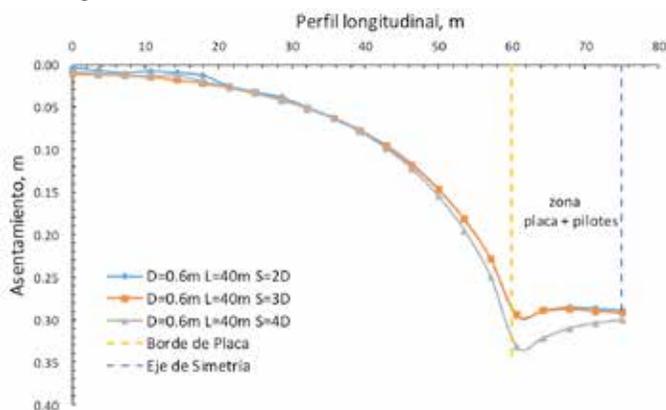


Figura 23: Perfil longitudinal de asentamientos diferenciales para un modelo $D = 0.6\text{ m}$, $L = 40\text{ m}$, $S = 2D$ (225 pilotes, $\Delta\delta = 0.007\text{ m}$), $3D$ (121 pilotes, $\Delta\delta = 0.002\text{ m}$) y $4D$ (49 pilotes, $\Delta\delta = 0.032\text{ m}$)

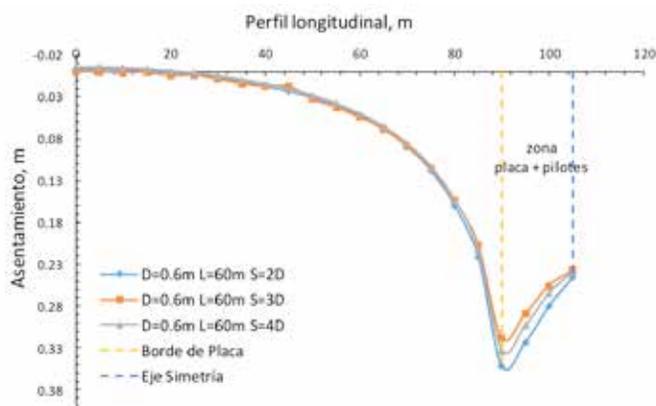


Figura 24: Perfil longitudinal de asentamientos diferenciales para un modelo $D = 0.6\text{ m}$, $L = 60\text{ m}$, $S = 2D$ (49 pilotes, $\Delta\delta = 0.106\text{ m}$), $3D$ (49 pilotes, $\Delta\delta = 0.081\text{ m}$) y $4D$ (25 pilotes, $\Delta\delta = 0.095\text{ m}$)

Comparando los resultados obtenidos en esta investigación con los reportados por los diferentes autores, se logra ser más efectivo en la reducción de los asentamientos diferenciales cuando los pilotes se concentran en el 37 a 59% del área de la placa para sistemas placa-pilote cargados de manera uniforme. El comportamiento observado en la Figura 24, corresponde a los casos donde el área ocupada por el grupo de pilotes está por debajo del 30% del área de la placa. Si bien se logran reducir los asentamientos diferenciales en

gran medida, por la forma en la que se deforma el sistema, es necesario tomar medidas especiales en el refuerzo del área que se encuentre por fuera de la zona donde se concentran los pilotes, lo que causa un incremento en los costos de construcción.

Distribución de carga entre placa y pilotes

Para la determinación de la distribución de cargas entre la placa y los pilotes obtenidos en cada una de las simulaciones se sumaron las cargas axiales tomadas por cada uno de los pilotes para luego obtener el total de la carga tomada por el grupo de pilotes. En las Figuras 25 y 26 se muestran los resultados obtenidos.

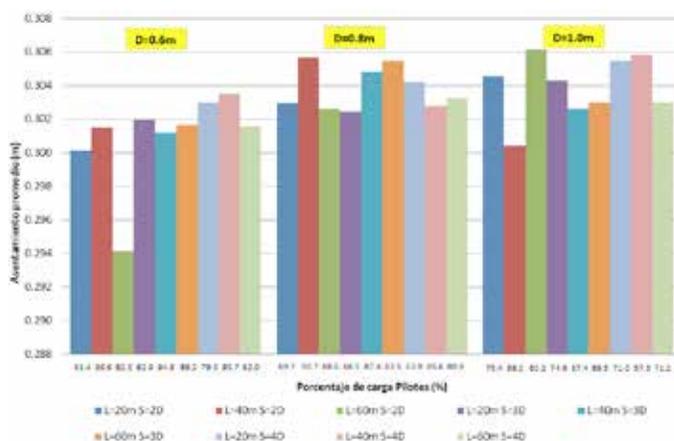


Figura 25: Relación de asentamientos totales y distribución de cargas para placa con espesor de 0.5 m

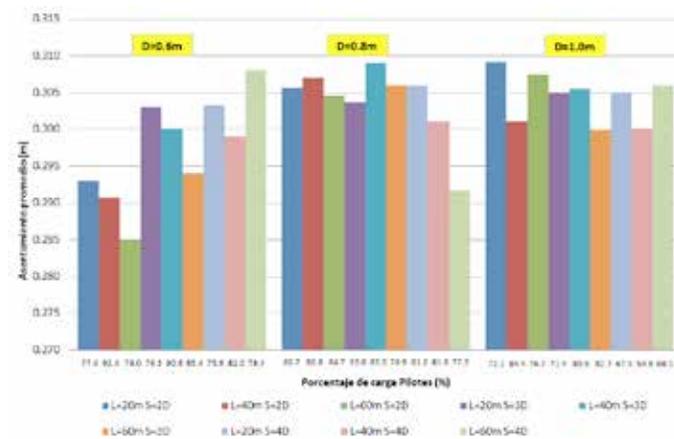


Figura 26: Relación de asentamientos totales y distribución de cargas para placa con espesor de 1.0 m

Dauids *et al.* (2008) concluyeron que las cargas de una superestructura son compartidas entre la placa y los pilotes, con los pilotes tomando entre 50 y 80% de la totalidad de la carga. Leung *et al.* (2010) observaron que el porcentaje de carga tomado por la placa en un sistema placa pilote

varía entre el 25% al 51% de la totalidad de carga aplicada con un valor promedio de 36% cuando se diseña como una cimentación placa-pilote. Elwakil y Azzam (2016) reportaron parte de la carga de la superestructura que pasa al suelo a través del contacto con la placa varía entre 30 y 60% y depende del estado del suelo debajo de la superficie.

Esta investigación arrojó que, para los casos de placas con espesores de 50 cm, el porcentaje de carga tomado por los pilotes varía ente el 57 y 97% con un valor promedio de 81% y que para el caso donde la placa tiene un espesor de 1.0 m el porcentaje de carga varía en un rango de 55 y 91% con valor promedio de 77%. Se puede observar que el espesor de placa sí influye en el porcentaje de carga que toman los pilotes, siendo mayor cuando la placa tiene un espesor de 50 cm. Sin embargo, dicha variación es únicamente del 4% por lo que se puede concluir que para el caso de análisis propuesto en esta investigación la placa de 50 cm se comporta como una placa rígida y no una flexible como se supuso inicialmente.

Exceso de presión de poros

En las Figuras 27, 28 y 29, se resume el comportamiento numérico de los excesos de presiones de poros, teniendo en cuenta la distribución de pilotes respecto al área de la placa y la longitud.

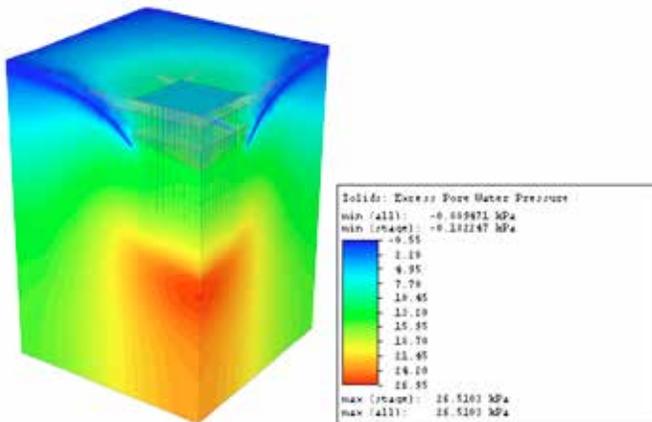


Figura 27: Modelo FEM, resultados de excesos de presiones de poros, configuración $D = 0.6$ m, $L = 20$ m, $S = 2D$ finalizada la construcción

Se puede observar que los mayores excesos de presiones de poros se manifiestan en la punta de los pilotes y que dicho valor va disminuyendo a medida que se aumenta la longitud de los pilotes. Se presenta la mayor reducción al pasar de 20 m a 40 m de longitud teniendo un 46% en

promedio, mientras que la reducción en el valor de los excesos de presiones de poros para longitudes entre 40 m y 60 m es de únicamente del 10%.

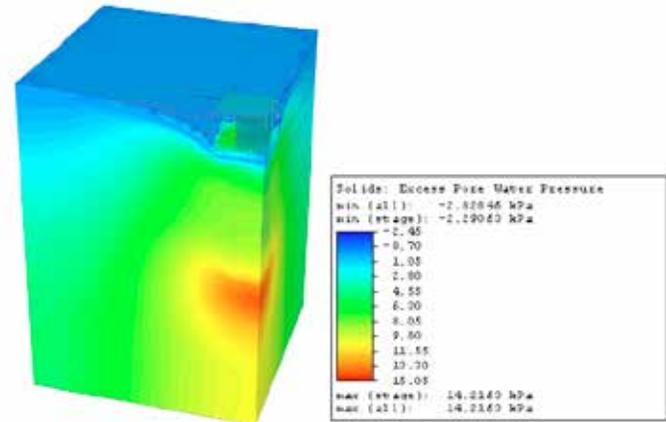


Figura 28: Modelo FEM, resultados de excesos de presiones de poros, configuración $D = 0.6$ m, $L = 40$ m, $S = 2D$ finalizada la construcción

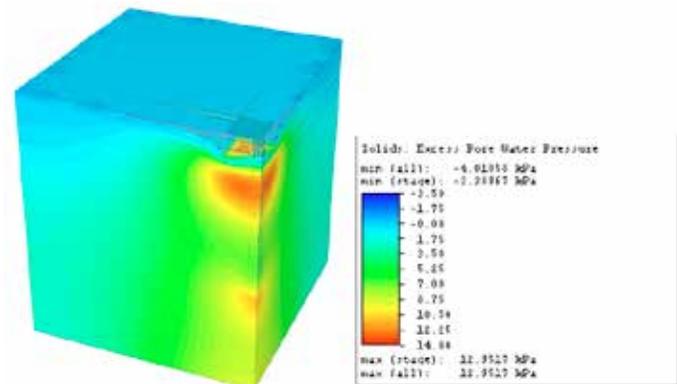


Figura 29: Modelo FEM, resultados de excesos de presiones de poros, configuración $D = 0.6$ m, $L = 60$ m, $S = 2D$ finalizada la construcción

Adicionalmente se observa que en las configuraciones donde los pilotes se concentran en el centro de la placa (menor al 30% del área de la placa) se presentan excesos de presiones de poros tanto debajo de la placa como en la punta de los pilotes, siendo mayores los excesos que se presentan debajo de la placa. Esto podría explicar el comportamiento observado en los asentamientos diferenciales debido a la diferencia entre dichos excesos de presiones y su tiempo de disipación. Respecto al efecto que tiene la separación de los pilotes en los excesos de presiones de poros, se observó que el incremento de excesos de presiones de poros aumenta entre 3 y 5% a medida que aumenta la separación entre centros de elementos verticales.

Comparación entre metodologías

Finalizado el cálculo de los asentamientos totales, queda en evidencia la variabilidad que existe entre metodologías, en lo que respecta a la solución necesaria para cumplir con los asentamientos admisibles propuestos por la NSR-10 (2010). Los gráficos de barras de la Figura 30 muestran las variaciones de los asentamientos.

De la Figura 30 se puede concluir que el método PDR no arrojó ninguna solución que lograra cumplir con un

asentamiento de 30 cm para pilotes de diámetro 0.6 m y longitud de 20 m, condición que posiblemente esté relacionada con la longitud de los pilotes. Al ser los pilotes de menor longitud, el espesor de suelo que se incluye en los cálculos de los asentamientos por consolidación, es mayor en comparación a los de pilotes de mayor longitud. Adicionalmente, la disipación de carga que proporciona dicho pilote es mucho menor dado que depende del factor r_m (radio de influencia del pilote), el cual depende a su vez de la longitud del pilote, por lo que el incremento de

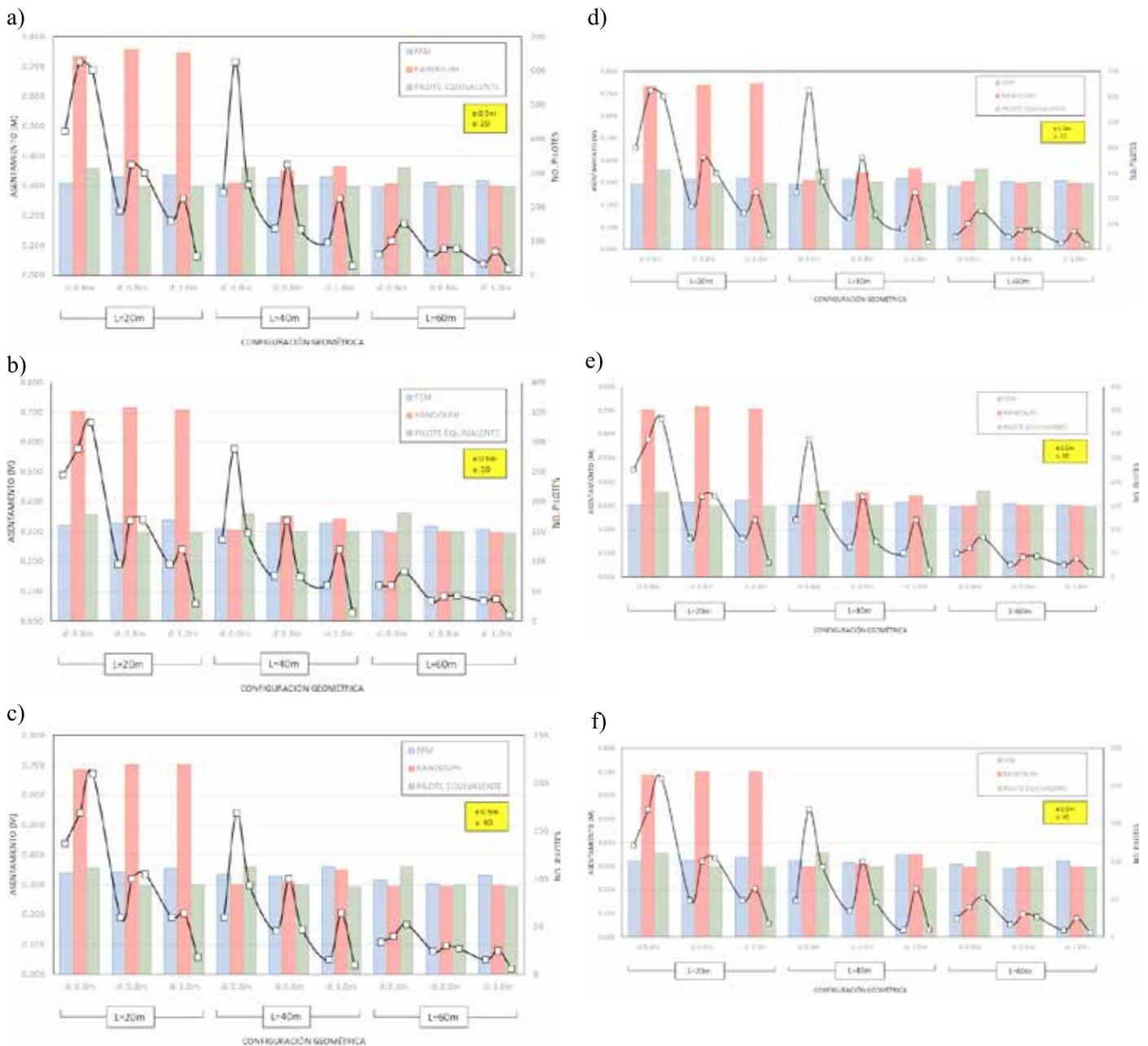


Figura 30: Variación de asentamientos totales entre metodologías para espesor de placa de: a) 0.5 m y $S = 2D$, b) 0.5 m y $S = 3D$, c) 0.5 m y $S = 4D$, d) 1 m y $S = 2D$, e) 1 m y $S = 3D$ y f) 1 m y $S = 4D$

esfuerzos que experimentan los estratos subyacentes a la punta de los pilotes va a influenciar los desplazamientos del suelo. Para los pilotes de mayor longitud de 40 a 60 m, la diferencia que existe entre los asentamientos calculados por FEM y el método de Randolph varía entre 3 y 13% con un promedio del 6%. Si se realiza la misma comparación entre FEM y el método del pilote equivalente, la diferencia varía entre 2 y 27% con un promedio del 10%. Por lo tanto, puede concluirse que para elementos verticales con una longitud menor o igual a 20 m, el método simplificado más conveniente y confiable es el de pilote equivalente, mientras que para pilotes con una longitud mayor, los métodos

simplificados más confiables son pilote equivalente y PDR.

Costos globales

De acuerdo al cálculo de precios globales de construcción, tomado como referencia por m³ de placa y ml de pilote (Tabla 7), los costos globales de construcción en pesos colombianos para los sistemas placa-pilote calculados por las diferentes metodologías se muestran en los gráficos de la Figura 31.

De los gráficos de la Figura 31 se observa que para la longitud de 20 m y diámetros de 0.6 y 0.8 m, el método de elementos de finitos ofrece una solución más económica

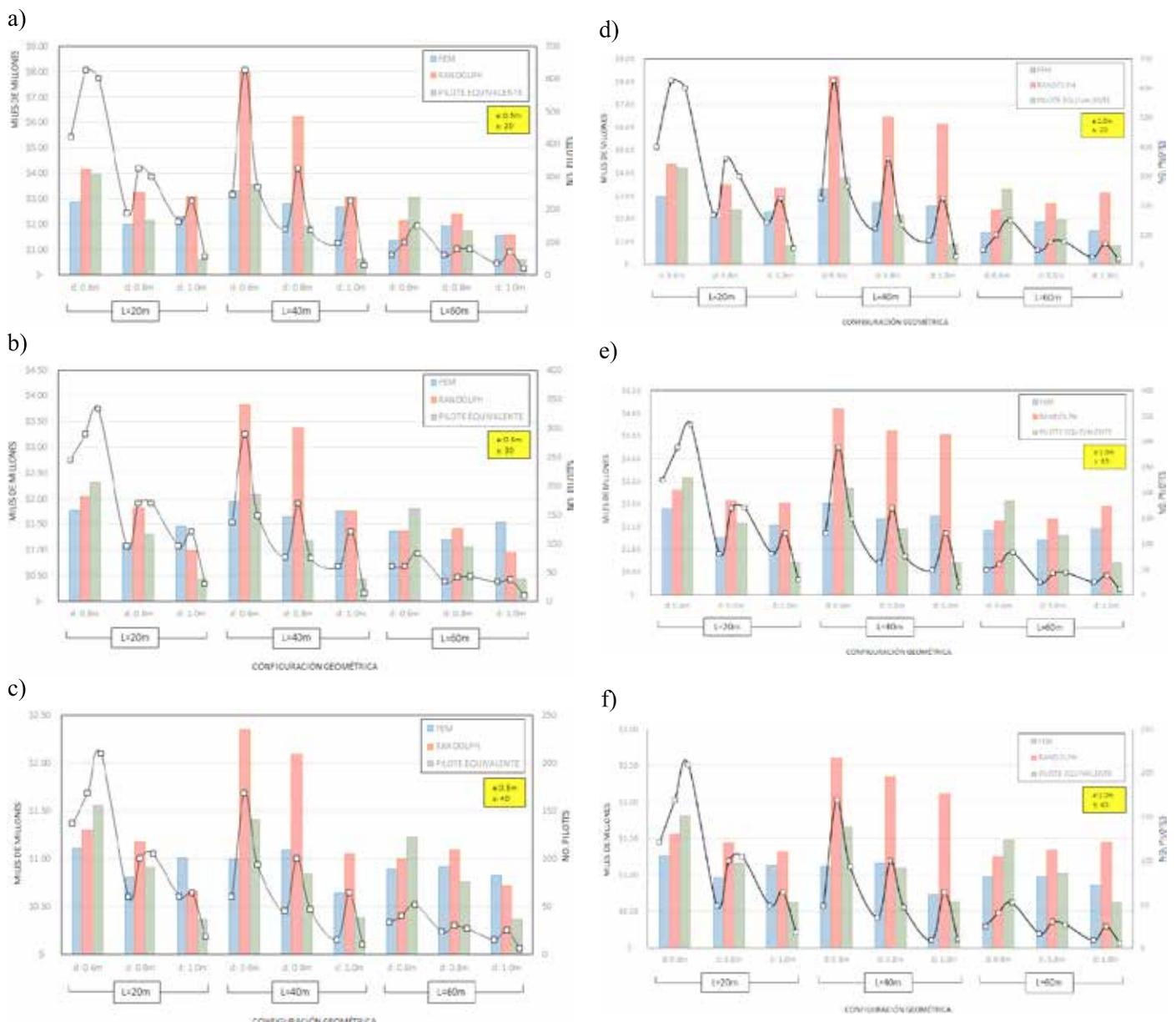


Figura 31: Variación de costos entre metodologías para un espesor de placa de: a) 0.5 m y $S = 2D$, b) 0.5 m y $S = 3D$, c) 0.5 m y $S = 4D$, d) 1 m y $S = 2D$, e) 1 m y $S = 3D$ y f) 1 m y $S = 4D$

frente a la del método del pilote equivalente. Cuando el diámetro de los pilotes alcanza su valor máximo de 1 m, la solución más económica resulta ser la del método de pilote equivalente. Este resultado se repite para las longitudes de 40 y 60 m. En general el método de Randolph arroja la solución más costosa en comparación con las otras metodologías de diseño.

Conclusiones

Se calcularon asentamientos totales para sistemas combinados de cimentación placa + pilotes, utilizando el modelo constitutivo elasto-plástico Mohr-Coulomb, permitiendo la disipación de la presión de poros. Para las condiciones geotécnicas de los suelos presentes en la Sabana de Bogotá (suelos blandos), el asentamiento obtenido para pilotes de 20 m usando el método de placa equivalente es un 78% mayor respecto al método de pilote equivalente, 82% mayor si se compara con los métodos de FEM y Poulos y Davis y 55% mayor respecto al método de Poulos-Davis Randolph PDR. En el caso de los pilotes de 40 m, la diferencia fue del 66% respecto al resto de metodologías; y del 45% para el caso en donde los pilotes tienen 60 m de longitud. El método de Poulos y Davis bajo la consideración de una distribución de carga 30% placa y 70% pilotes, no es aplicable en la búsqueda de un asentamiento de 30 cm para las condiciones de la Sabana de Bogotá. Hay que suponer que los pilotes deben tomar más del 100% de la carga (puede llegar hasta el 260 %). El considerar el avance constructivo de los pisos de una estructura afecta el valor de asentamientos finales esperados para la edificación en un 10% según lo obtenido en elementos finitos y un 9% para la metodología de placa equivalente frente al calculado considerando la aplicación de la carga de forma instantánea. Las metodologías tradicionales usadas para el cálculo de los sistemas placa-pilote, estarían sobreestimando los asentamientos según los casos modelados.

Para las metodologías de Randolph, pilote equivalente y FEM se encontró que la variable geométrica que más incidencia tiene en la reducción de los asentamientos es la longitud de los pilotes, en donde la mayor reducción se presentó cuando se aumentó la longitud de los pilotes de 20 a 40 m. Para lograr maximizar la reducción de los asentamientos diferenciales en los sistemas placa-pilote, el grupo de pilotes debe ocupar el 37 al 59% del área de

la placa, medidos desde el centro. Para las condiciones geotécnicas identificadas en esta investigación y de acuerdo a los resultados de las modelaciones FEM, el considerar una placa rígida, de espesor 1 m, no ofrece ningún tipo de ventaja respecto a la repartición de cargas que existe entre la placa y los pilotes; en donde la diferencia entre ambas es del 4 %. Sin embargo, en términos de costos, la placa de mayor espesor ofrece en la mayoría de los casos (74 %) una solución más económica debido a la reducción del número de pilotes. De acuerdo con los modelos de FEM, el mayor valor de excesos de presiones de poros se presenta en la punta de los pilotes. Con la excepción de grupos de pilotes que ocupen menos del 30% del área de la placa en cuyo caso los mayores excesos de presión de poros se generan en la parte inferior de la placa. El sistema placa pilote obtenido por el método de Randolph es el más costoso comparado con las otras metodologías. Sin embargo, en términos de asentamientos ofrece una aproximación bastante cercana a los valores reportados en las modelaciones de elementos finitos cuando la longitud de los pilotes es mayor o igual a 40 m.

Referencias

- Bajad, S.P. and Sahu, R.B. (2009). Optimun design of piled raft in soft clay - a model study. *Indian Geotechnical Society Conference, Guntuy*, 131-134
- Bhowmik, R. and Samanta, M. (2013). Numerical analysis of piled-raft foundation under vertical load in stone column improved soil. *Proceedings of Indian Geotechnical Conference, Roorkee*, 1-10
- Cho, J., Lee, J.H., Jeong, S. and Lee, J. (2012). The settlement behavior of piled raft in clay soils. *Ocean Engineering* 53, 153-163
- Cooke, R.W. (1986). Piled raft foundations on stiff clays - a contribution to design philosophy. *Géotechnique* 36(2), 169-203
- Cooke, R.W., Bryden Smith, D.W., Gooch, M.N. and Sillett, D.F. (1981). Some observations of the foundation loading and settlement of a multi-storey building on a piled raft foundation in London clay. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* 70(3), 433-460
- Davids, A., Wongso, J., Popovic, D. and McFarlane, A. (2008). A Postcard from Dubai design and construction of some of the tallest buildings in the world. CTUBH 8th World Congress, Dubai, 3-5

- Desai, C.S., Zaman, M.M., Lightner, J.G. and Siriwardane, H.J. (1984). Thin-layer element for interfaces and joints. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* **8**(1), 19-43
- Elwakil, A.Z. and Azzam, W.R. (2016). Experimental and numerical study of piled raft system. *Alexandria Engineering Journal* **55**(1), 547-560
- Fattah, M.Y., Al-Mosawi, M.J. and Al-Zayadi, A. A. (2013). Time dependent behavior of piled raft foundation in clayey soil. *Geomechanics and Engineering* **5**(1):17-36
- GGG (2014). Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik - EANG. German Geotechnical Society, Wiley-VCH Verlag GmbH, Germany
- Hansbo, S. and Jendebly, L. (1983). A case study of two alternative foundation principles: conventional friction piling and creep piling. *Väg-och Vattenbyggaren* **7**(8), 29-31
- Ibáñez, L.O. (2017). Análisis de la influencia de la profundidad de cimentación en la disminución de asentamientos en losas de fundación combinadas con pilotes. *Obras y Proyectos* **22**, 42-49
- Katzenbach, R., Arslan, U., Moorman, C. and Reul, O. (1998). Pile raft foundation: interaction between piles and raft. *Darmstadt Geotechnics* **4**(2), 279-296
- Leung, Y.F., Soga, K., Lehane, B.M., and Klar, A. (2010). Role of linear elasticity in pile group analysis and load test interpretation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **136**(12), 1686-1694
- Montaña, D. (2013). *Características de compresibilidad y resistencia de arcillas típicas del depósito lacustre de Bogotá*. Tesis de maestría, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Bogotá, Colombia
- Moya, J. y Rodríguez, J. (1987). El subsuelo de Bogotá y los problemas de cimentaciones. *8va Conferencia Panamericana de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones*, Cartagena de Indias, Colombia, 197-264
- NSR-10 (2010). Reglamento Colombiano de construcción sísmo resistente. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Colombia
- Orozco, L.F. (2006). Asentamientos de fundaciones en la arcilla de Bogotá. *IV Encuentro Nacional de Ingenieros de Suelos y Estructuras*. Colombia
- Palacio, J. (2015). *Análisis comparativo de metodologías de diseño de sistemas de cimentación placa-pilote*. Tesis de maestría, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Bogotá, D.C.
- Patil, J.D., Vasanvala, S.A. and Solanki, C.H. (2013). A study on piled raft foundation: state of art. *International Journal of Engineering Research and Technology* **2**(8):1464-1470
- Poulos, H.G. (2001). Piled raft foundations: design and applications. *Géotechnique* **51**(2): 95-113
- Poulos, H.G. and Davis, E.H. (1980). *Pile foundation analysis and design*. John Wiley & Sons
- Randolph, M.F. (1994). Design methods for pile groups and piled rafts. *13th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, New Delhi, vol. 5, 62-82
- Reul, O. and Randolph, M.F. (2003). Piled rafts in overconsolidated clay: comparison of in situ measurements and numerical analyses. *Géotechnique* **53**(3), 301-315
- Small, J.C. and Liu, H.L.S. (2008). Time-settlement behaviour of piled raft foundations using infinite elements. *Computers and Geotechnics* **35**(2): 187-195
- Tan, Y.C., Chow, C.M. and Gue, S.S. (2005). Piled raft with different pile length for medium-rise buildings on very soft clay. *XVI International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Osaka, vol. 4, 2045-2048
- Tomlinson, M. and Woodward, J. (2014). *Pile design and construction practice*. 6th edition, CRC Press

Análisis de los factores que determinan el diseño de mallas metálicas para la estabilización de taludes en macizos rocosos

Analysis of the factors that determine the wire mesh design for the stabilization of rock slopes

Fecha de entrega: 30 de enero de 2017

Fecha de aceptación: 24 de mayo 2018

Karen Lizeth Grattz, Juan Diego Salazar y Carlos E. Rodríguez

Departamento de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Javeriana, Carrera 7 N° 40-62, Bogotá D.C., Colombia, kgrattz@javeriana.edu.co, jsalazarh@javeriana.edu.co, crodriguezp@javeriana.edu.co

Las caídas de rocas son un tipo de inestabilidad usual y frecuente en taludes en roca, la necesidad de protección frente a este tipo de fenómenos ha llevado al desarrollo de diferentes soluciones, entre ellas encontramos la estabilización de taludes mediante el uso de sistemas de malla metálica con pernos o anclajes. Los fabricantes han desarrollado manuales y softwares de diseño de estas mallas, sin embargo, estas herramientas son de uso exclusivo y con fines comerciales. Así mismo el desconocimiento general del diseño e implantación de estas soluciones, relacionado a la falta de claridad en el funcionamiento de estos elementos sobre el macizo rocoso, restringe el diseño y la colocación de este tipo de soluciones únicamente a los fabricantes. Teniendo en cuenta lo anterior, el presente trabajo tiene como objetivo establecer la influencia de las propiedades mecánicas y geométricas de los macizos rocosos y mecánicas de las mallas flexibles en el diseño de sistemas de estabilización para taludes en macizos rocosos, para lo cual se propone una nueva metodología para el diseño de estabilizaciones de taludes en macizos rocosos con mallas metálicas flexibles.

Palabras clave: estabilidad de taludes, malla metálica, roca, perno

Rock falls are a type of instability that is frequent in rock slopes. The need for protection against these types of phenomena has led to the development of different solutions, including stabilization of slopes with the use of wire mesh with bolts or anchors. The manufacturers have developed manuals and design software for these meshes, however, these tools are for commercial purposes. Likewise, the general lack of knowledge about the design and implementation of these solutions, restricts the design and placement of systems to the manufacturers. The present work aims to establish the influence of the mechanical and geometrical properties of the mass of rock and mechanical of the meshes in the design of stabilization systems for slopes, for which a new design methodology is proposed.

Keywords: slope stability, metallic mesh, rock, nail

Introducción

El sistema de transporte carretero es uno de los modos de movilización de pasajeros y mercancías más importantes a nivel mundial debido a su amplia flexibilidad. Dentro del total de movilización de carga en Colombia el modo carretero es el más importante con un 73.2% del total de la carga transportada. En este orden de ideas, ha surgido la necesidad de desarrollar soluciones de ingeniería con miras a brindar corredores seguros y eficientes a los usuarios. Particularmente en el área Geotécnica en Colombia, cada día es más evidente la vulnerabilidad en la que se encuentra sometida la infraestructura vial, y las poblaciones por los deslizamientos, que se presentan principalmente por dos

factores detonantes: las lluvias y los sismos (Ramos *et al.*, 2015). De ahí que los principales problemas asociados a riesgos geológicos propios de las carreteras de montaña, la topografía de las zonas donde se generan gran cantidad de estos proyectos viales, la geología joven y alta sismicidad a la que estarían expuestos los taludes, generan escenarios propicios para las caídas de bloques de roca de los macizos.

Las caídas de rocas son un tipo de inestabilidad usual en laderas escarpadas y montañosas o taludes cortados en roca (Fariñas de Alba *et al.*, 2008). Un ejemplo de esta situación es la presentada por Salazar Hernández (2012), quien identificó que, tan solo el sismo de Quetame de 2008,

tuvo efectos cosísmicos en la generación de 68 procesos de remoción en masa, donde más de 50% correspondió a caídas de rocas. Al menos dos de estos procesos se presentaron en la vía Bogotá–Villavicencio, Colombia, causando cuantiosas pérdidas económicas debido al alto tráfico promedio diario y a la importancia de esta vía para el transporte de productos agrícolas e hidrocarburos en la época.

A nivel internacional, se ha documentado la recurrencia de deslizamientos durante eventos sísmicos, dando lugar al desarrollo de bases de datos de deslizamientos inducidos por sismos. Caballero Chaves (2011) reportó, el análisis de frecuencia por tipo de mecanismo, donde situó la caída de rocas como el tercer mecanismo de mayor recurrencia, con un 12.9% de los mecanismos muestreados. La necesidad de generar protección ante estos procesos, ha llevado al desarrollo de diferentes tipos de soluciones tecnológicas de ingeniería. Estas soluciones previenen la ruptura de los bloques desde la pared del macizo o ayudan a controlar, interceptar o desviar los bloques durante el movimiento. Los dispositivos más recientes incluyen zanjas, terraplenes de suelos y cercas hechas de mallas metálicas (Peila *et al.*, 2007).

Las soluciones denominadas sistemas flexibles, constituyen una técnica para la estabilización superficial de los taludes, compuesta principalmente por membranas de mallas, cables y pernos anclados al terreno. La técnica es ampliamente extendida debido al bajo impacto visual y su mínima influencia sobre el tráfico durante su instalación (Blanco-Fernandez *et al.*, 2011). Si bien existen algunas metodologías para el diseño de estas soluciones, la mayor parte se han basado principalmente en criterios empíricos (Blanco-Fernandez *et al.*, 2011). También se ha utilizado el software Flac3D para realizar análisis de la influencia del empleo de las membranas de acero en el incremento de la estabilidad de sistemas de anclajes empleando modelos de cuña, deslizamiento planar y volcamiento (Cardoso, 2005). Sin embargo, el uso de este software es complejo y no está fácilmente disponible para el diseño regular de soluciones de estabilización.

Los fabricantes han desarrollado manuales y softwares de diseño de estas mallas (e.g. Cała *et al.*, 2012), sin embargo, estas herramientas son de uso exclusivo y con fines comerciales. Así mismo el desconocimiento general del

diseño e implantación de estas soluciones, relacionado a la falta de claridad en el funcionamiento de estos elementos sobre el macizo rocoso, restringe el diseño y la colocación de este tipo de soluciones únicamente a los fabricantes.

Teniendo en cuenta lo anterior, el presente trabajo tiene como objetivo establecer la influencia de las propiedades mecánicas y geométricas de los macizos rocosos y mecánicas de las mallas flexibles en el diseño de sistemas de estabilización para taludes en macizos rocosos, para lo cual se propone una nueva metodología para el diseño de estabilizaciones de taludes en macizos rocosos con mallas metálicas flexibles.

Metodología para el cálculo de estabilidad de taludes en roca

Para desarrollar la siguiente metodología de cálculo del factor de seguridad para un talud en estado natural y estabilizado con la malla, se tomaron como base las ecuaciones de estabilidad planteadas por Hoek y Bray (2014) en los capítulos 7, 8, 10 y apéndice 2. Igualmente se toma como hipótesis de diseño que el sistema de estabilización trabaja de manera activa ejerciendo una presión sobre el talud desde el momento de su instalación.

Falla planar

Análisis estático

La Figura 1 muestra el talud y la superficie de falla del problema a resolver. El factor de seguridad está dado por la relación entre las fuerzas desestabilizantes y las fuerzas resistentes:

$$FS = \frac{\text{Fuerzas resistentes}}{\text{Fuerzas desestabilizantes}} \quad (1)$$

$$FS = \frac{cA + (W \cos \phi_p - U - V \sin \phi_p) \tan \phi}{W \sin \phi_p + V \cos \phi_p} \quad (2)$$

donde A es el área del plano de falla, c y ϕ son la cohesión y el ángulo de fricción en el plano de falla, U es la fuerza de empuje del agua sobre el plano de falla, V es la fuerza de empuje del agua en la grieta de tracción y W es el peso del bloque que se desliza.

El área del plano de falla se puede expresar como sigue:

$$A = L \cdot 1 \quad (3)$$

$$L = h_2 \csc \phi_p \quad (4)$$

$$h_2 = H + b \tan \phi_s - Z \quad (5)$$

$$L = (H + b \tan \phi_s - Z) \csc \phi_p \quad (6)$$

$$A = [(H + b \tan \phi_s - Z) \csc \phi_p] \cdot 1 \quad (7)$$

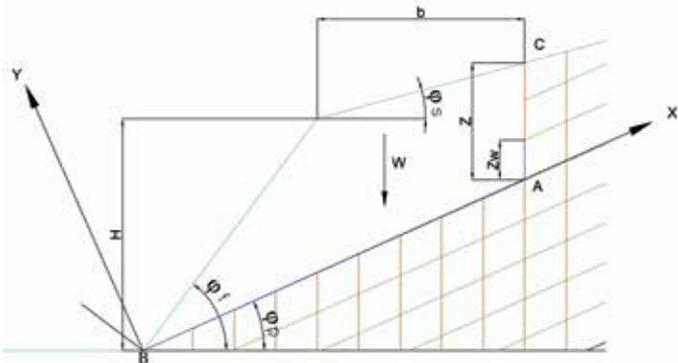


Figura 1: Geometría para cálculo por falla planar

La fuerza de empuje U que ejerce el agua sobre el plano de falla está dada por el gradiente hidráulico a lo largo de la misma, donde γ_w es el peso unitario del agua. Se asumirá que el gradiente hidráulico varía de forma lineal a lo largo del plano de falla por lo tanto se puede calcular la presión desestabilizante ejercida considerando la altura de presión en el punto A, h_a , B, h_b y C, h_c , de la siguiente manera:

$$U = \frac{1}{2}(h_a + h_b)\gamma_w L \quad (8)$$

$$U = \frac{1}{2}(h_a + h_b)\gamma_w [(H + b \tan \phi_s - Z) \csc \phi_p] \quad (9)$$

La fuerza de empuje del agua V en la grieta de tracción.

$$V = \frac{1}{2}(h_a + h_c)\gamma_w Z \quad (10)$$

El peso del bloque W que desliza para un peso unitario γ de la roca, se puede calcular de la siguiente manera:

$$W = \gamma \left(\frac{1}{2} [b \tan \phi_s] b + \frac{1}{2} \frac{H^2}{\tan \phi_f} + bH - \frac{1}{2} h_2 L \cos \phi_p \right) \cdot 1 \quad (11)$$

Si se considera una fuerza distribuida P ejercida por la malla sobre la superficie del talud como se muestra en la Figura 2, el factor de seguridad FS se calcula de la siguiente manera

$$FS = \frac{cA + \left[W \cos \phi_p - U - V \sin \phi_p + P \frac{H}{\cos(90 - \phi_f)} \cos(\phi_f - \phi_p) \right] \tan \phi}{W \sin \phi_p + V \cos \phi_p - P \frac{H}{\cos(90 - \phi_f)} \sin(\phi_f - \phi_p)} \quad (12)$$

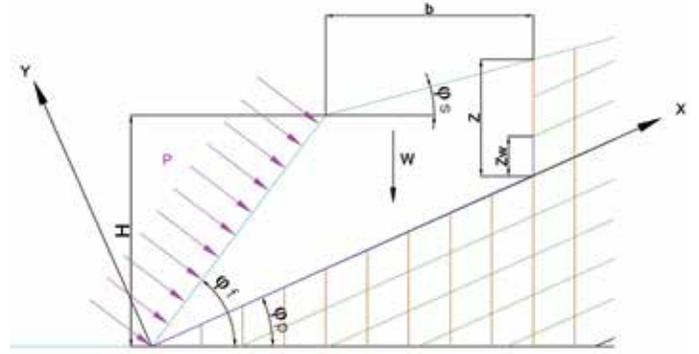


Figura 2: Fuerza distribuida ejercida por la malla

Análisis pseudo-estático

El procedimiento de análisis pseudo-estático simula los movimientos del suelo como una fuerza estática que actúa desestabilizando el talud. La magnitud de esta fuerza está dada por el producto entre el peso del bloque deslizando W y un coeficiente sísmico k que actúa en dirección ϕ_k . El Factor de seguridad para el caso pseudo-estático teniendo en cuenta la fuerza sísmica se calcula de la siguiente manera:

$$FS = \frac{cA + (W \cos \phi_p - U - V \sin \phi_p - Wk(\sin \phi_p + \phi_k)) \tan \phi}{W \sin \phi_p + V \cos \phi_p + Wk(\cos \phi_p + \phi_k)} \quad (13)$$

Para los casos en los cuales se requiera la utilización de malla metálica para estabilización del talud, el factor de seguridad se calculará de la siguiente manera:

$$FS = \frac{cA + (W \cos \phi_p - U - V \sin \phi_p - Wk(\sin \phi_p + \phi_k) + P \frac{H}{\cos(90 - \phi_f)} \cos(\phi_f - \phi_p)) \tan \phi}{W \sin \phi_p + V \cos \phi_p + Wk(\cos \phi_p + \phi_k) - P \frac{H}{\cos(90 - \phi_f)} \sin(\phi_f - \phi_p)} \quad (14)$$

Falla en cuña

Análisis estático

La Figura 3 muestra una vista en perspectiva de la cuña de falla, donde los parámetros de entrada son: buzamiento del plano A, ϕ_a , dirección de buzamiento plano A, α_a , buzamiento plano B, ϕ_b , dirección de buzamiento plano B, α_b , buzamiento cara del talud ϕ_f , dirección de buzamiento cara del talud α_f , buzamiento talud superior ϕ_s , dirección de buzamiento talud superior α_s , buzamiento grieta de tracción ϕ_t , dirección de buzamiento grieta de tracción α_t , distancia AO medida en campo y altura de la grieta de tracción Z.

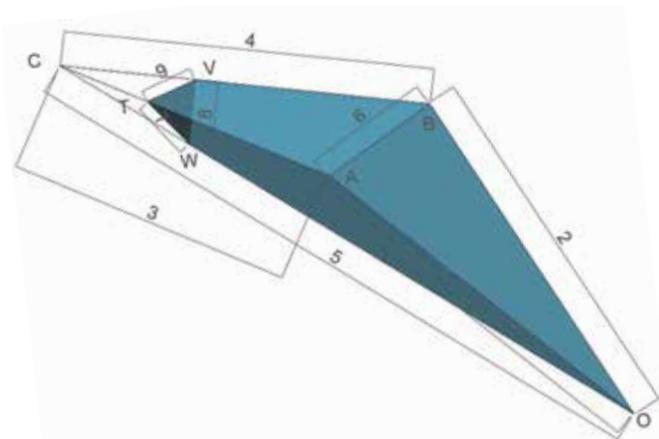


Figura 3: Geometría de la cuña de falla y terminología

Las direcciones de buzamiento de cada una de las líneas que componen la geometría del bloque inestable se calculan de la siguiente manera:

$$\alpha_1 = \arctan \left[\frac{\tan\phi_a \cos\alpha_a - \tan\phi_f \cos\alpha_f}{\tan\phi_f \operatorname{sen}\alpha_f - \tan\phi_a \operatorname{sen}\alpha_a} \right] \quad (15a)$$

$$\alpha_2 = \arctan \left[\frac{\tan\phi_b \cos\alpha_b - \tan\phi_f \cos\alpha_f}{\tan\phi_f \operatorname{sen}\alpha_f - \tan\phi_b \operatorname{sen}\alpha_b} \right] \quad (15b)$$

$$\alpha_3 = \arctan \left[\frac{\tan\phi_a \cos\alpha_a - \tan\phi_s \cos\alpha_s}{\tan\phi_s \operatorname{sen}\alpha_s - \tan\phi_a \operatorname{sen}\alpha_a} \right] \quad (15c)$$

$$\alpha_4 = \arctan \left[\frac{\tan\phi_b \cos\alpha_b - \tan\phi_s \cos\alpha_s}{\tan\phi_s \operatorname{sen}\alpha_s - \tan\phi_b \operatorname{sen}\alpha_b} \right] \quad (15d)$$

$$\alpha_5 = \arctan \left[\frac{\tan\phi_a \cos\alpha_a - \tan\phi_b \cos\alpha_b}{\tan\phi_b \operatorname{sen}\alpha_b - \tan\phi_a \operatorname{sen}\alpha_a} \right] \quad (15e)$$

$$\alpha_6 = \arctan \left[\frac{\tan\phi_f \cos\alpha_f - \tan\phi_s \cos\alpha_s}{\tan\phi_s \operatorname{sen}\alpha_s - \tan\phi_f \operatorname{sen}\alpha_f} \right] \quad (15f)$$

$$\alpha_7 = \arctan \left[\frac{\tan\phi_a \cos\alpha_a - \tan\phi_t \cos\alpha_t}{\tan\phi_t \operatorname{sen}\alpha_t - \tan\phi_a \operatorname{sen}\alpha_a} \right] \quad (15g)$$

$$\alpha_8 = \arctan \left[\frac{\tan\phi_b \cos\alpha_b - \tan\phi_t \cos\alpha_t}{\tan\phi_t \operatorname{sen}\alpha_t - \tan\phi_b \operatorname{sen}\alpha_b} \right] \quad (15h)$$

$$\alpha_9 = \arctan \left[\frac{\tan\phi_s \cos\alpha_s - \tan\phi_t \cos\alpha_t}{\tan\phi_t \operatorname{sen}\alpha_t - \tan\phi_s \operatorname{sen}\alpha_s} \right] \quad (15i)$$

El buzamiento de cada una de las líneas que componen la geometría del bloque inestable se calcula de la siguiente manera:

$$\phi_1 = \arctan(\tan\phi_a \cos(\alpha_a - \alpha_1)) \quad (16a)$$

$$\phi_2 = \arctan(\tan\phi_b \cos(\alpha_b - \alpha_2)) \quad (16b)$$

$$\phi_3 = \arctan(\tan\phi_a \cos(\alpha_a - \alpha_3)) \quad (16c)$$

$$\phi_4 = \arctan(\tan\phi_b \cos(\alpha_b - \alpha_4)) \quad (16d)$$

$$\phi_5 = \arctan(\tan\phi_a \cos(\alpha_a - \alpha_5)) \quad (16e)$$

$$\phi_6 = \arctan(\tan\phi_f \cos(\alpha_f - \alpha_6)) \quad (16f)$$

$$\phi_7 = \arctan(\tan\phi_a \cos(\alpha_a - \alpha_7)) \quad (16g)$$

$$\phi_8 = \arctan(\tan\phi_b \cos(\alpha_b - \alpha_8)) \quad (16h)$$

$$\phi_9 = \arctan(\tan\phi_s \cos(\alpha_s - \alpha_9)) \quad (16i)$$

Con el fin de determinar las fuerzas que actúan en la cuña, es necesario calcular las áreas de los planos sobre los cuales la cuña se desliza y el volumen de la misma. Para realizar este procedimiento es necesario obtener los ángulos que se forman entre las líneas de intersección, los cuales se calculan mediante las siguientes expresiones:

$$\theta_{13} = \arccos(\cos\phi_1 \cos\phi_3 \cos(\alpha_1 - \alpha_3) + \operatorname{sen}\phi_1 \operatorname{sen}\phi_3) \quad (17a)$$

$$\theta_{15} = \arccos(\cos\phi_1 \cos\phi_5 \cos(\alpha_1 - \alpha_5) + \operatorname{sen}\phi_1 \operatorname{sen}\phi_5) \quad (17b)$$

$$\theta_{24} = \arccos(\cos\phi_2 \cos\phi_4 \cos(\alpha_2 - \alpha_4) + \operatorname{sen}\phi_2 \operatorname{sen}\phi_4) \quad (17c)$$

$$\theta_{25} = \arccos(\cos\phi_2 \cos\phi_5 \cos(\alpha_2 - \alpha_5) + \operatorname{sen}\phi_2 \operatorname{sen}\phi_5) \quad (17d)$$

$$\theta_{34} = \arccos(\cos\phi_3 \cos\phi_4 \cos(\alpha_3 - \alpha_4) + \operatorname{sen}\phi_3 \operatorname{sen}\phi_4) \quad (17e)$$

$$\theta_{35} = \arccos(\cos\phi_3 \cos\phi_5 \cos(\alpha_3 - \alpha_5) + \operatorname{sen}\phi_3 \operatorname{sen}\phi_5) \quad (17f)$$

$$\theta_{37} = \arccos(\cos\phi_3 \cos\phi_7 \cos(\alpha_3 - \alpha_7) + \operatorname{sen}\phi_3 \operatorname{sen}\phi_7) \quad (17g)$$

$$\theta_{45} = \arccos(\cos\phi_4 \cos\phi_5 \cos(\alpha_4 - \alpha_5) + \operatorname{sen}\phi_4 \operatorname{sen}\phi_5) \quad (17h)$$

$$\theta_{48} = \arccos(\cos\phi_4 \cos\phi_8 \cos(\alpha_4 - \alpha_8) + \operatorname{sen}\phi_4 \operatorname{sen}\phi_8) \quad (17i)$$

$$\theta_{49} = \arccos(\cos\phi_4 \cos\phi_9 \cos(\alpha_4 - \alpha_9) + \operatorname{sen}\phi_4 \operatorname{sen}\phi_9) \quad (17j)$$

$$\theta_{57} = \arccos(\cos\phi_5 \cos\phi_7 \cos(\alpha_5 - \alpha_7) + \operatorname{sen}\phi_5 \operatorname{sen}\phi_7) \quad (17k)$$

$$\theta_{58} = \arccos(\cos\phi_5 \cos\phi_8 \cos(\alpha_5 - \alpha_8) + \operatorname{sen}\phi_5 \operatorname{sen}\phi_8) \quad (17l)$$

$$\theta_{79} = \arccos(\cos\phi_7 \cos\phi_9 \cos(\alpha_7 - \alpha_9) + \operatorname{sen}\phi_7 \operatorname{sen}\phi_9) \quad (17m)$$

$$\theta_{89} = \arccos(\cos\phi_8 \cos\phi_9 \cos(\alpha_8 - \alpha_9) + \operatorname{sen}\phi_8 \operatorname{sen}\phi_9) \quad (17n)$$

Una vez que se establecen los buzamientos, las direcciones de buzamiento de las líneas de intersección de los planos que forman la cuña y los ángulos que se forman entre las mismas, se pueden calcular las áreas de todos ellos y el volumen de la cuña teniendo como insumo la longitud de una de las líneas de intersección. Cualquiera de las líneas puede ser usada para definir la geometría del bloque, sin embargo, es conveniente basar los siguientes cálculos en una línea cuya dimensión pueda obtenerse en campo. La longitud de la línea AO, puede ser determinada en campo debido a su accesibilidad. El área del plano A viene dada por:

$$A_a = \frac{1}{2} \left[AC^2 \frac{\operatorname{sen}\theta_{13}}{\operatorname{sen}\theta_{15}} - TC^2 \frac{\operatorname{sen}\theta_{37}}{\operatorname{sen}\theta_{57}} \right] \operatorname{sen}\theta_{35} \quad (18)$$

El área del plano B viene dada por:

$$A_b = \frac{1}{2} \left[AC^2 \frac{\operatorname{sen}^2\theta_{13} \operatorname{sen}\theta_{25}}{\operatorname{sen}^2\theta_{15} \operatorname{sen}\theta_{24}} - TC^2 \frac{\operatorname{sen}^2\theta_{37} \operatorname{sen}\theta_{58}}{\operatorname{sen}^2\theta_{57} \operatorname{sen}\theta_{48}} \right] \operatorname{sen}\theta_{45} \quad (19)$$

El área de la grieta de tracción viene dada por:

$$A_t = \frac{1}{2} \left[TC^2 \frac{\operatorname{sen}\theta_{34} \operatorname{sen}\theta_{35}}{\operatorname{sen}\theta_{49} \operatorname{sen}\theta_{57}} \right] \operatorname{sen}\theta_{79} \quad (20)$$

Entonces el peso del bloque inestable de roca se puede expresar de la siguiente manera:

$$W = \frac{1}{6} \gamma n \left[AC^3 \frac{\sin^2 \theta_{13} \sin \theta_{25}}{\sin^2 \theta_{15} \sin \theta_{24}} - TC^3 \frac{\sin^2 \theta_{37} \sin \theta_{58}}{\sin^2 \theta_{57} \sin \theta_{48}} \right] \quad (21)$$

donde

$$n = (1 - \cos^2 \theta_{34} - \cos^2 \theta_{35} - \cos^2 \theta_{45} + 2 \cos \theta_{34} \cos \theta_{35} \cos \theta_{45})^{\frac{1}{2}} \quad (22)$$

Con respecto al cálculo de fuerzas debido a las presiones de agua P , para este desarrollo se ha considerado que el agua es libre de entrar al macizo rocoso a través de la grieta de tracción y las presiones de agua se consideran dependientes del gradiente hidráulico que se presenta a lo largo de las discontinuidades debido al flujo. En este análisis, se asumirá que el gradiente hidráulico varía de forma lineal a lo largo de las discontinuidades y que la máxima presión de agua se da en el punto W.

$$P = \gamma_w \frac{TC}{2} \frac{\sin \theta_{35}}{\sin \theta_{57}} + \left[\sin \phi_7 + \frac{\sin \theta_{79}}{\sin \theta_{89}} \sin \phi_7 \right] \quad (23)$$

Es necesario aclarar que otras distribuciones de las presiones del agua diferentes a la considerada en el presente análisis pueden ocurrir, por lo tanto, queda a discreción del ingeniero, modificar las anteriores ecuaciones de manera que se acomoden mejor a las condiciones particulares que se estén analizando. La fuerza V que actúa debido a la presión del agua en la grieta de tracción, es dependiente del volumen del triángulo de presiones que se forma en el área A_T (cara de la grieta de tracción), por lo tanto, la presión en la grieta de tracción se puede expresar mediante la siguiente ecuación.

$$V = \frac{1}{3} P A_T \quad (24)$$

Asumiendo que todo el flujo de agua se transmite desde la grieta de tracción hacia los planos de discontinuidad A y B, la presión que actúa sobre dichos planos se podría expresar de la siguiente manera:

$$U_a = \frac{1}{3} P A_a \quad (25a)$$

$$U_b = \frac{1}{3} P A_b \quad (25b)$$

Finalmente, es necesario obtener todas las fuerzas que actúan sobre la cuña inestable, el peso de la cuña W , reacción efectiva normal en el plano A, N_{ae} , reacción efectiva normal en el plano B, N_{be} , fuerza debido al empuje del agua en el plano A, U_a , fuerza debido al empuje del

agua en el plano B, U_b , fuerza debido al empuje del agua en la grieta de tracción V , y fuerza que actúa a lo largo de la línea potencial de deslizamiento S .

Con el fin de calcular las fuerzas que se oponen al deslizamiento de la cuña, se deben obtener las reacciones efectivas normales sobre los planos de deslizamiento A y B, N_{ae} y N_{be} , respectivamente.

$$(N_{ae} + U_a) + m_{nanb}(N_{be} + U_b) + m_{Wna}W + m_{Vna}V = 0 \quad (26a)$$

$$(N_{be} + U_b) + m_{nanb}(N_{ae} + U_a) + m_{Wnb}W + m_{Vnb}V = 0 \quad (26b)$$

Donde,

$$m_{nanb} = \frac{\sin \phi_a \sin \phi_b \cos(\alpha_a - \alpha_b) + \cos \phi_a \cos \phi_b}{1 - \cos \phi_a \cos \phi_b} \quad (27a)$$

$$m_{Wna} = -\cos \phi_a \quad (27b)$$

$$m_{Wnb} = -\cos \phi_b \quad (27c)$$

$$m_{Vna} = \sin \phi_a \sin \phi_t \cos(\alpha_a - \alpha_t) + \cos \phi_a \cos \phi_t \quad (27d)$$

$$m_{Vnb} = \sin \phi_b \sin \phi_t \cos(\alpha_b - \alpha_t) + \cos \phi_b \cos \phi_t \quad (27e)$$

Resolviendo las ecuaciones anteriores se obtiene N_{ae} y N_{be} .

$$N_{ae} = qW + rV - U_a \quad (28a)$$

$$N_{be} = xW + yV - U_b \quad (28b)$$

Donde:

$$q = \frac{m_{nanb} m_{Wnb} - m_{Wna}}{1 - m_{nanb}^2} \quad (29a)$$

$$r = \frac{m_{nanb} m_{Vnb} - m_{Vna}}{1 - m_{nanb}^2} \quad (29b)$$

$$x = \frac{m_{nanb} m_{Wna} - m_{Wnb}}{1 - m_{nanb}^2} \quad (29c)$$

$$y = \frac{m_{nanb} m_{Vna} - m_{Vnb}}{1 - m_{nanb}^2} \quad (29d)$$

La fuerza desestabilizante S que actúa a lo largo de la línea de intersección de los planos A y B, se resuelve mediante la siguiente expresión:

$$S = m_{W5}W + m_{V5}V \quad (30a)$$

donde,

$$m_{W5} = \sin \phi_5 \quad (30b)$$

$$m_{V5} = \cos \phi_5 \sin \phi_t \cos(\alpha_5 - \alpha_t) - \sin \phi_5 \cos \phi_t \quad (30c)$$

El factor de seguridad para el caso estático se calcula como en (1), esto es, la razón entre las fuerzas resistentes y desestabilizantes, de donde resulta:

$$FS = \frac{c_a A_a + c_b A_b + (qW + rV - U_a) \tan \phi_a + (xW + yV - U_b) \tan \phi_b}{m_{W5}W + m_{V5}V} \quad (31)$$

Análisis pseudo-estático

El procedimiento de análisis pseudo-estático simula los movimientos del suelo como una fuerza estática que actúa desestabilizando el talud. La magnitud de esta fuerza está dada por el producto entre el peso del bloque deslizante W y un coeficiente sísmico k que actúa en dirección ϕ_k . El Factor de seguridad para el caso pseudo-estático teniendo en cuenta la fuerza sísmica se calcula de la siguiente manera:

$$FS = \frac{c_a A_a + c_b A_b + (q(W - Wk) + rV - U_a) \tan \phi_a + (x(W - Wk) + yV - U_b) \tan \phi_b}{m_{W5}(W + Wk) + m_{V5}V} \quad (32)$$

Análisis incluyendo la malla

La Figura 4 muestra sombreado en color morado el área sobre la cual se aplica la fuerza distribuida T , distribuida sobre la cara ABO de la cuña inestable. Esta fuerza actúa como fuerza resistente en el sistema y presenta un ángulo de buzamiento ϕ_T y tiene una dirección de buzamiento α_T .

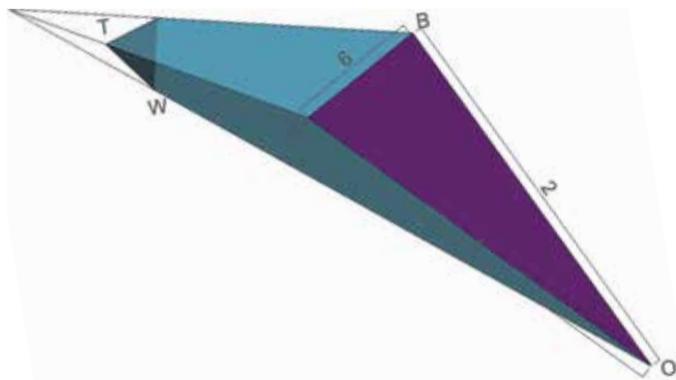


Figura 4: Geometría de la cuña de falla incluyendo el área de aplicación de la fuerza distribuida T de la malla

Para resolver el problema se debe calcular el área superficial del talud sobre la cual actuaría la fuerza distribuida T . Inicialmente, se deben hallar los ángulos que se forman entre las líneas 1-6 y 2-6:

$$\theta_{16} = \arccos(\cos \phi_1 \cos \phi_6 \cos(\alpha_1 - \alpha_6) + \sin \phi_1 \sin \phi_6) \quad (33a)$$

$$\theta_{26} = \arccos(\cos \phi_2 \cos \phi_6 \cos(\alpha_2 - \alpha_6) + \sin \phi_2 \sin \phi_6) \quad (33b)$$

Se debe considerar que la fuerza T distribuida sobre el talud, tendrá un impacto diferente sobre el plano de deslizamiento A y el plano de deslizamiento B, por lo tanto, es necesario calcular el coeficiente m de dicha fuerza para cada plano de discontinuidad, así como para la línea de intersección de los planos de la misma manera que se realizó anteriormente para las fuerzas debidas al peso del bloque y el empuje del agua.

$$m_{Tna} = \cos \phi_T \sin \phi_a \cos(\alpha_T - \alpha_a) - \sin \phi_T \cos \phi_a \quad (34a)$$

$$m_{Tnb} = \cos \phi_T \sin \phi_b \cos(\alpha_T - \alpha_b) - \sin \phi_T \cos \phi_b \quad (34b)$$

$$m_{T5} = \cos \phi_5 \sin \phi_T \cos(\alpha_5 - \alpha_T) + \sin \phi_5 \cos \phi_T \quad (34c)$$

Finalmente se obtienen los coeficientes de la fuerza T que actúa sobre cada uno de los planos A y B

$$S = \frac{m_{nanb} m_{Tnb} - m_{Tna}}{1 - m_{nanb}^2} \quad (35a)$$

$$Z = \frac{m_{nanb} m_{Tna} - m_{Tnb}}{1 - m_{nanb}^2} \quad (35b)$$

Finalmente, se incluye en la ecuación planteada inicialmente para el cálculo del factor de seguridad estático la nueva fuerza actuante:

$$FS = \frac{c_a A_a + c_b A_b + (qW + rV + sTA_T - U_a) \tan \phi_a + (xW + yV + zTA_T - U_b) \tan \phi_b}{m_{W5}W + m_{V5}V + m_{T5}TA_T} \quad (36)$$

Igualmente se debe tener en cuenta la nueva fuerza en el factor de seguridad pseudo-estático planteado inicialmente:

$$FS = \frac{c_a A_a + c_b A_b + (q(W - Wk) + rV + sTA_T - U_a) \tan \phi_a + (x(W - Wk) + yV + zTA_T - U_b) \tan \phi_b}{m_{W5}(W + Wk) + m_{V5}V + m_{T5}TA_T} \quad (37)$$

Falla por volcamiento

Análisis estático

Con el fin de hallar el factor de seguridad en condición estática, es necesario determinar los momentos que ejercen las fuerzas involucradas en el sistema (peso del bloque y presión del agua). Para el siguiente desarrollo se calcularán los momentos con respecto al punto O:

$$W = (hb + 0.5b^2 \tan \alpha) s y \quad (38)$$

donde s es el ancho del bloque. Se considera que el efecto de la presión del agua en el contorno del bloque deslizante es función del gradiente hidráulico que exista entre los

puntos OA y CB, asumiendo que en los puntos O y B la presión del agua es 0. Se asume que el gradiente hidráulico varía de forma lineal a lo largo del contorno del bloque como se muestra en la Figura 5.

$$P_A = \frac{1}{6} h_b \gamma_w h^2 s \quad (39a)$$

$$P_B = \frac{1}{6} (h_2 + H)^2 h_a s \gamma_w \quad (39b)$$

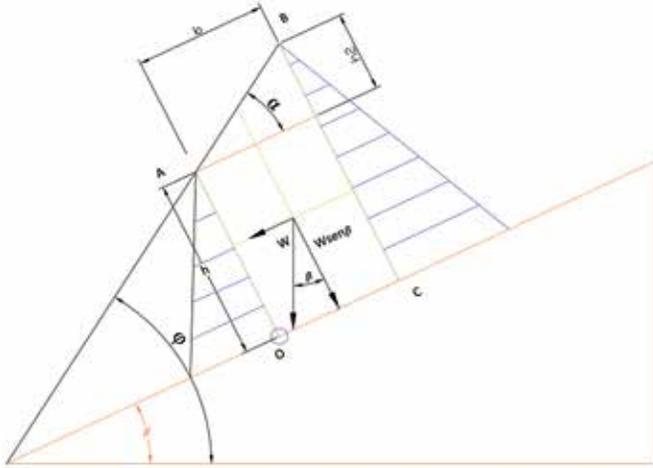


Figura 5: Fuerzas involucradas en el análisis para falla en cuña

Cálculo de los momentos estabilizantes:

$$M_E = W \cos \beta \frac{b}{2} + \frac{1}{6} h_b \gamma_w h^2 s \quad (40)$$

Cálculo de los momentos desestabilizantes:

$$M_D = W \sin \beta \left(\frac{h}{2} + \frac{1}{3} h_2 \right) + \frac{1}{6} (h_2 + H)^2 h_a s \gamma_w \quad (41)$$

Cálculo del factor de seguridad:

$$FS = \frac{W \cos \beta \frac{b}{2} + \frac{1}{6} h_b \gamma_w h^2 s}{W \sin \beta \left(\frac{h}{2} + \frac{1}{3} h_2 \right) + \frac{1}{6} (h_2 + H)^2 h_a s \gamma_w} \quad (42)$$

Análisis pseudo-estático

El procedimiento de análisis pseudo-estático simula los movimientos del suelo como una fuerza estática que actúa desestabilizando el talud. La magnitud de esta fuerza está dada por el producto entre el peso del bloque deslizando W y un coeficiente sísmico k que actúa en dirección ϕ_k . El Factor de seguridad para el caso pseudo-estático teniendo en cuenta la fuerza sísmica, se calcula de la siguiente manera:

$$FS = \frac{W \cos \beta \frac{b}{2} + \frac{1}{6} h_b \gamma_w h^2 s}{W \sin \beta \left(\frac{h}{2} + \frac{1}{3} h_2 \right) + \frac{1}{6} (h_2 + H)^2 h_a s \gamma_w + W \cos(\beta + \phi_k) k \frac{b}{2} + W k \sin(\beta + \phi_k) \left(\frac{h}{2} + \frac{1}{3} h_2 \right)} \quad (43)$$

Análisis incluyendo la malla

Con el fin de incluir el efecto estabilizante que una malla metálica pueda tener al momento del cálculo del factor de seguridad, se considera en los momentos estabilizantes el efecto de una fuerza distribuida P sobre la superficie del talud inestable como se muestra en la Figura 6. El caso estático y pseudo-estático vienen dados por:

$$FS = \frac{W \cos \beta \frac{b}{2} + \frac{1}{6} h_b \gamma_w h^2 s + \frac{1}{2} P s b \cos \alpha + \left(h + \frac{1}{3} h_2 \right) P s b \sin \alpha}{W \sin \beta \left(\frac{h}{2} + \frac{1}{3} h_2 \right) + \frac{1}{6} (h_2 + H)^2 h_a s \gamma_w} \quad (44a)$$

$$FS = \frac{W \cos \beta \frac{b}{2} + \frac{1}{6} h_b \gamma_w h^2 s + P s b \cos \alpha \frac{b}{2} + P s b \sin \alpha \left(h + \frac{1}{3} h_2 \right)}{W \sin \beta \left(\frac{h}{2} + \frac{1}{3} h_2 \right) + \frac{1}{6} (h_2 + H)^2 h_a s \gamma_w + W \cos(\beta + \phi_k) k \frac{b}{2} + W k \sin(\beta + \phi_k) \left(\frac{h}{2} + \frac{1}{3} h_2 \right)} \quad (44b)$$

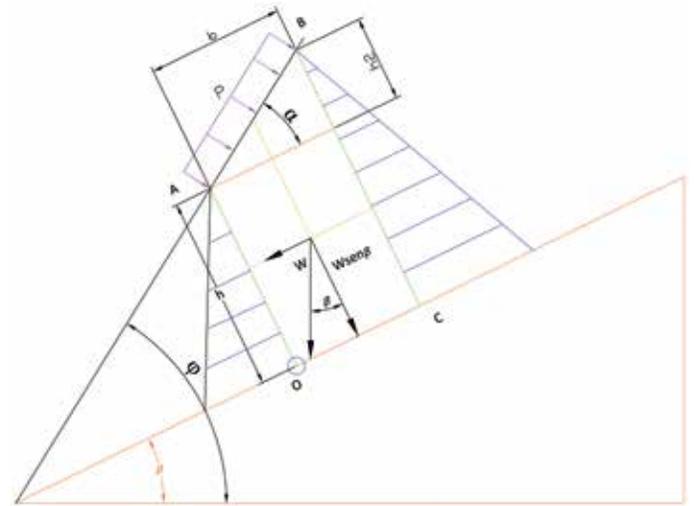


Figura 6: Fuerzas involucradas en el análisis para falla en cuña

Metodología para el cálculo de estabilizaciones con mallas metálicas flexibles

Castro (2000) realizó estudios sobre los modelos de funcionamiento de los sistemas flexibles como elemento de soporte para la estabilización de taludes. Estos estudios sirvieron como insumo para el desarrollo de la metodología de diseño de mallas metálicas flexibles que se presenta a continuación. La malla se considera como un material continuo, aunque en la realidad no lo es. Dado que la malla carece de resistencia a la flexión, no se considera su espesor y los parámetros de la misma se emplearán siempre por unidades de longitud y no de superficie, en lo que a su sección se refiere. La Figura 7 muestra un esquema de la malla.

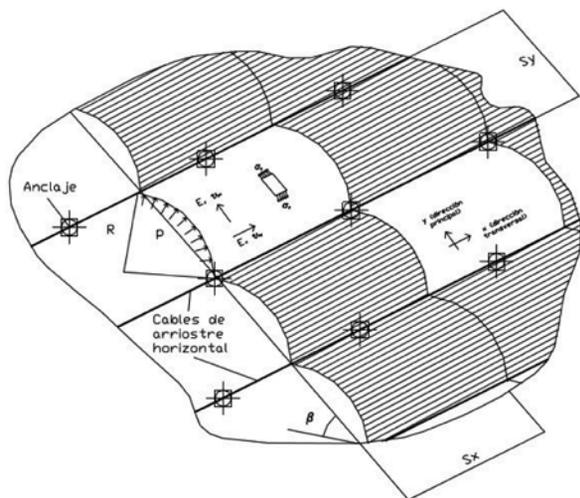


Figura 7: Esquema del modelo unidireccional (Castro, 2000)

De acuerdo a las características geométricas de la deformada mostrada en la Figura 8, se tiene que la deformación transversal de la malla es nula y compatibilizando con los parámetros mecánicos de la membrana se obtiene la siguiente expresión que representa el desplazamiento vertical en función de la presión que aplica la malla al talud.

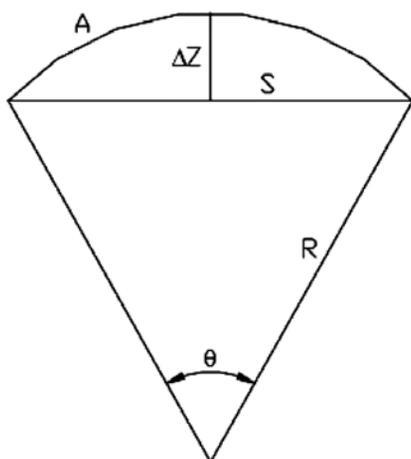


Figura 8: Esquema de la deformada de la malla (Castro, 2000)

$$\frac{\theta}{2} = 180 - 2\arctan\left(\frac{Sy}{2\Delta Z}\right) \quad (45a)$$

$$R = \frac{S}{2 \sin\frac{\theta}{2}} \quad (45b)$$

$$A = R\theta \quad (45c)$$

$$\Delta Z = f = \left(\frac{S^2 \left(\frac{24pS}{E_{yc}} \right)^{\frac{2}{3}}}{64 - \left(\frac{96pS}{E_{yc}} \right)^{\frac{2}{3}}} \right)^{0.5} \quad (45d)$$

Donde p es la presión unitaria en kN/m^2 , S es la separación

entre arriostres en m, E_{yc} es el módulo de elasticidad longitudinal en la dirección Y en kN/m , ΔZ es el desplazamiento vertical del punto central o flecha en mm, θ es el ángulo central, R es el radio de curvatura y A es la longitud del arco.

Por otro lado, Blanco-Fernandez *et al.* (2011), utilizaron una relación entre la fuerza que ejerce la tensión que se presenta, la longitud del cable con curvatura y la flecha, partiendo de las consideraciones de asumir un contacto con forma parabólica con una longitud y una flecha definida, y considerando que la curvatura del cable adopta una forma parabólica, los valores de fuerza por cada cable al terreno vendrían definidos por la expresión presentada a continuación:

$$F = pL \approx \frac{8T}{\sqrt{\frac{L^2}{f^2} + 16}} \quad (46)$$

donde F es la fuerza total aplicada, p es la fuerza por unidad de longitud, L es la longitud del cable con curvatura, T es la fuerza de tracción en el cable y f es la flecha en el centro de la luz. La ecuación (46) puede reorganizarse y presentarse de la siguiente forma.

$$T = \frac{pL \sqrt{\frac{L^2}{f^2} + 16}}{8} \quad (47)$$

La membrana es activa con la apropiada fuerza de pretensión del sistema. Si la membrana se instala con una fuerza T de pretensión conocida y controlada y la superficie del talud presenta una forma convexa parabólica con una flecha en el centro luz de cada paño f , entonces es posible admitir que la membrana esté ejerciendo una fuerza inicial p sobre la superficie del talud. Igualmente, Blanco-Fernandez *et al.* (2011) encontraron una relación entre la fuerza en el anclaje en función de la separación en Y , rigidez de la malla y tensión en la membrana. Cabe resaltar que la expresión fue obtenida producto de las modelaciones de taludes en suelo con la herramienta computacional ANSYS, como se presentan a continuación.

$$F_{perno} = (-2.81 + 4.06Sy - 0.0271K + 0,114T)^2 \quad (48)$$

Donde Sy es la separación de los pernos, K es el módulo de compresibilidad de la malla, T es la tensión en la malla y F_{perno} es la fuerza axial en el perno. Del remplazo de las ecuaciones (46) y (47) en (48), se puede obtener una

expresión de la forma:

$$F_{perno} = f(Sy, K, P) \quad (49)$$

Finalmente, se modeló (49) obteniendo las gráficas de la presión en la malla de acuerdo a:

$$P = f(Sy, K, F_{perno}) \quad (50)$$

Resultados y análisis

A continuación, se presentan los resultados y su respectivo análisis tanto para las mallas, el macizo rocoso en diferentes procesos de inestabilidad y el sistema de macizo rocoso estabilizado con sistema flexible.

Falla planar

Los resultados de falla planar en condición estática sin malla metálica flexible fueron realizados partiendo de escenarios de ángulo del talud de $\beta = 45, 60, 75$ y 90° , así como buzamiento de las discontinuidades constante de $\alpha = 22.5^\circ$. Es de notar que en las modelaciones se han considerado como constantes los siguientes parámetros: $\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$, distancia horizontal $b = 0.5 \text{ m}$, altura de la grieta de tracción $z = 0.25 \text{ m}$ y grieta de tracción completamente llena de agua. Las Figuras 9 a 12 muestran resultados de la variación del factor de seguridad FS en función del número de estabilidad $c/(\gamma H)$ para diferentes valores del ángulo de inclinación del talud.

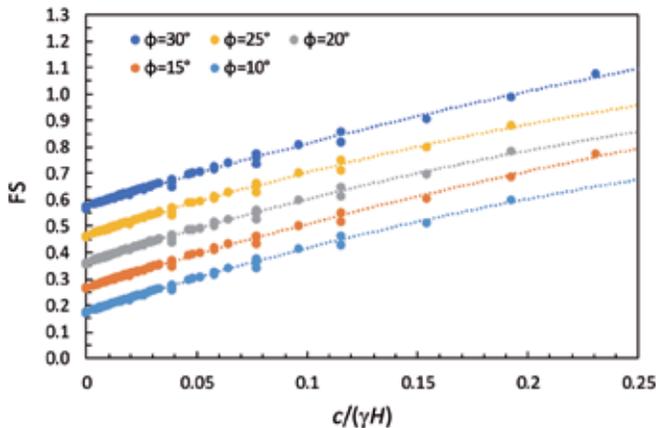


Figura 9: Variación del factor de seguridad FS para $\beta = 45^\circ$ (falla planar en condición estática)

En general se aprecia que el comportamiento para diferentes ángulos de fricción es similar y los factores de seguridad aumentan a medida que aumenta el número de estabilidad. Del mismo modo FS también aumenta cuando aumenta el

ángulo de fricción. Por lo tanto, es notorio que las gráficas pierden pendiente a medida que aumenta la inclinación del talud, comportamiento que se aprecia claramente en la Figura 13 y que se repite para diferentes números de estabilidad.

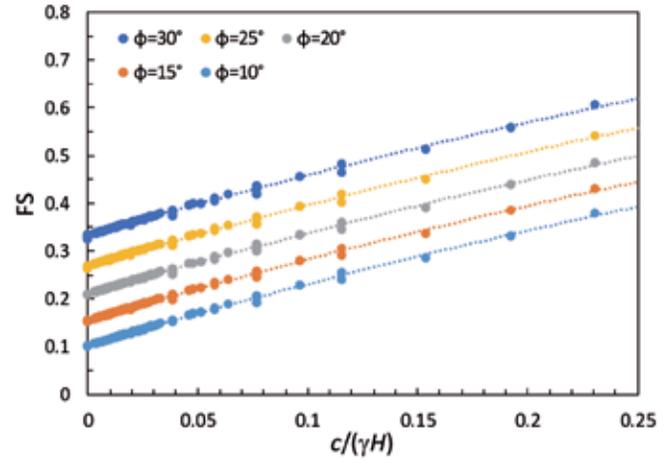


Figura 10: Variación factor de seguridad FS para $\beta = 60^\circ$ (falla planar en condición estática)

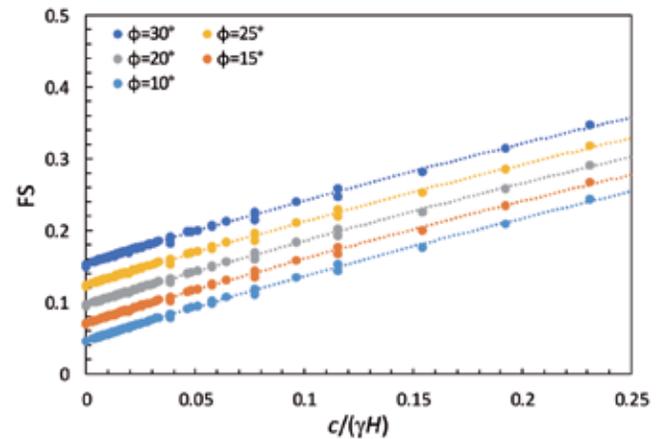


Figura 11: Variación factor de seguridad FS para $\beta = 75^\circ$ (falla planar en condición estática)

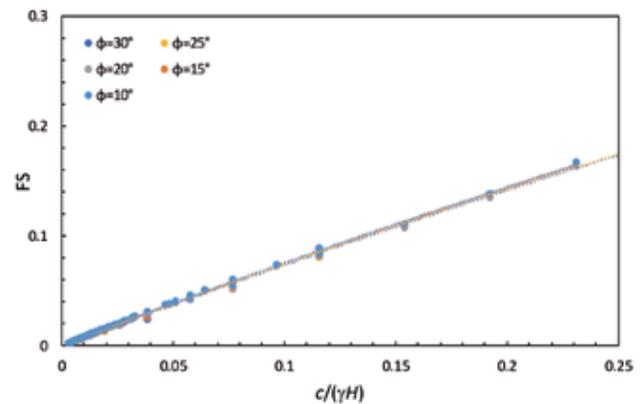


Figura 12: Variación factor de seguridad FS para $\beta = 90^\circ$ (falla planar en condición estática)

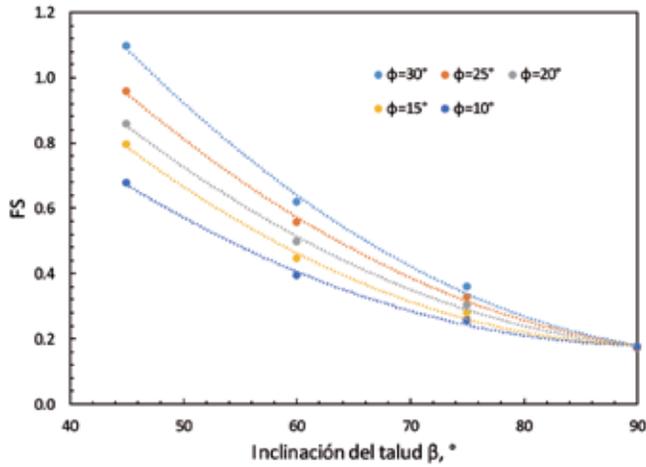


Figura 13: Variación factor de seguridad FS en función de β para $c/(\gamma H) = 0.25$ (falla planar en condición estática)

El comportamiento mostrado en la Figura 13 se mantiene en condición pseudo-estática sin la implementación del sistema de contención con malla metálica flexible. Sólo que el factor de seguridad se hace menor en las mismas condiciones. Por otro lado, luego de la implementación del sistema de contención con malla, se obtienen los resultados en condición estática y macizo rocoso completamente saturado, tal como se muestra en la Figura 14.

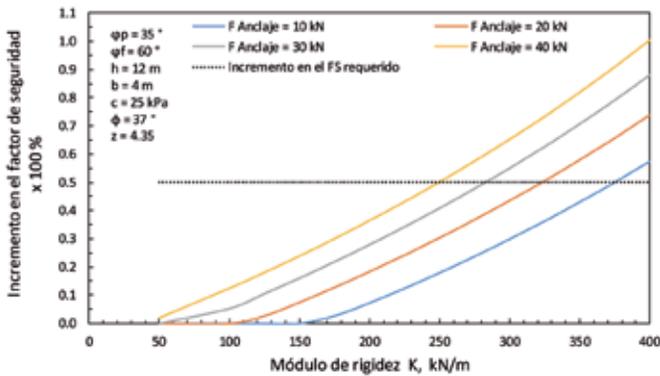


Figura 14: Incremento en el factor de seguridad estático FS (x 100%) versus el módulo de rigidez de la malla (falla planar)

La Figura 14 muestra los resultados de los cálculos realizados para el sistema talud inestable más malla estabilizadora para diferentes condiciones de análisis. La línea negra punteada representa en todas las gracias el incremento en el factor de seguridad que es requerido para cumplir con la normativa de diseño colombiana. Se pueden observar los incrementos en los factores de seguridad obtenido gracias a la acción estabilizadora que ejerce la malla metálica versus la variación en el módulo de rigidez de la malla para diferentes fuerzas de anclaje.

En la Figura 15 se puede ver claramente la influencia de la rigidez y la fuerza de los anclajes en el aporte a la estabilidad del talud. Analizando esta gráfica y siguiendo inicialmente la línea roja punteada, podremos observar que, para una misma fuerza de anclaje, el incremento del factor de seguridad puede variar de un 0% a un 80% si se aumenta la rigidez de la malla desde 50 kN/m a 400 kN/m.

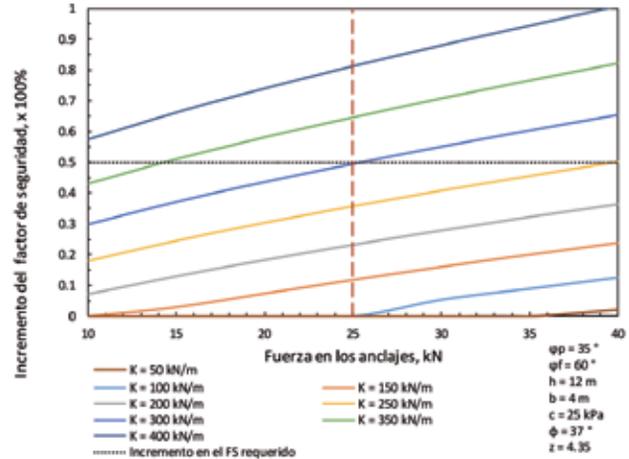


Figura 15: Incremento en el factor de seguridad estático FS (x 100%) versus la fuerza en los anclajes (falla planar)

Falla cuña

Para los siguientes análisis de falla en cuña, se ha emulado un número de estabilidad, con el fin de incluir la mayor parte de parámetros de resistencia, y con esto saber cuál es la influencia de estos en la estabilidad de los taludes. El número de estabilidad es $c/(\gamma AO)$, donde AO es una longitud que está relacionada con el tamaño del bloque. Mayores valores de AO implican mayores tamaños del bloque. La Figura 16 presenta los resultados de FS versus $c/(\gamma AO)$ variando el ángulo de fricción, obtenidos para la modelación de falla en cuña.

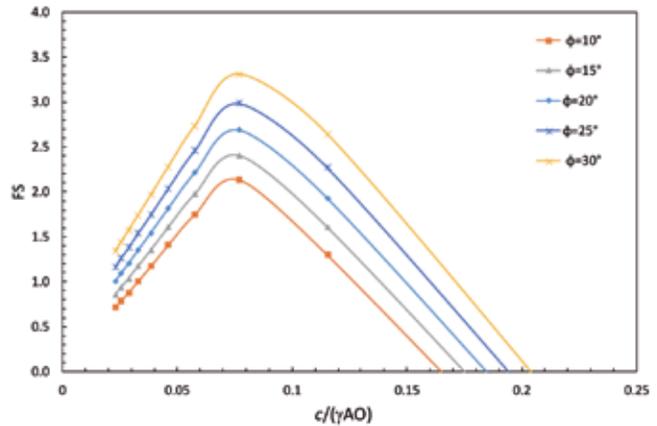


Figura 16: Variación del factor de seguridad FS en función de AO (falla en cuña en condición estática)

En la Figura 16 se puede observar un comportamiento marcado en estos tipos de fallas, es así como, se genera un máximo de resistencia para valores de número de estabilidad alrededor de 0.075. A partir de $c/(\gamma AO)$ de 0.1 el factor de seguridad cae dramáticamente. El comportamiento para diferentes ángulos de fricción tiende a ser el mismo. De este análisis se tiene que el comportamiento está gobernado por el tamaño del bloque, es decir, se genera un tamaño que hace máximo el factor de seguridad. Este resultado es muy importante, pues cuando se quiera estabilizar con maya metálica flexible se debe apuntar a enfocarse en los tamaños que maximizan el factor de seguridad en el bloque. El comportamiento es similar para la condición pseudo-estática, con una disminución del factor de seguridad.

A continuación, se presentan los resultados de la condición de procesos de inestabilidad con solución de malla metálica flexible para el caso estático considerando un macizo rocoso completamente saturado. En las Figuras 17, 18 y 19, se muestran los resultados de los cálculos realizados para el sistema talud inestable más malla estabilizadora para diferentes condiciones de análisis, la línea negra punteada representa el incremento en el factor de seguridad que es requerido para cumplir con la normativa de diseño colombiana.

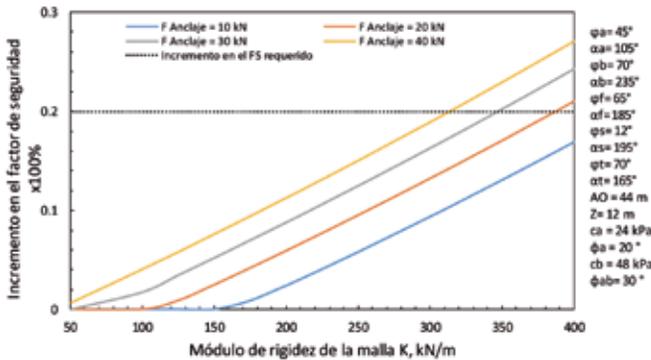


Figura 17: Incremento en el factor de seguridad estático FS (x 100%) versus el módulo de rigidez de la malla (falla en cuña)

Teniendo en cuenta la línea que indica el incremento esperado en el factor de seguridad, podemos observar que existen diferentes combinaciones de rigidez y separación en los anclajes con las cuales es posible obtener los factores de seguridad deseados, por lo tanto, es posible encontrar una combinación con la cual se puedan optimizar los costos de la construcción del sistema de estabilización.

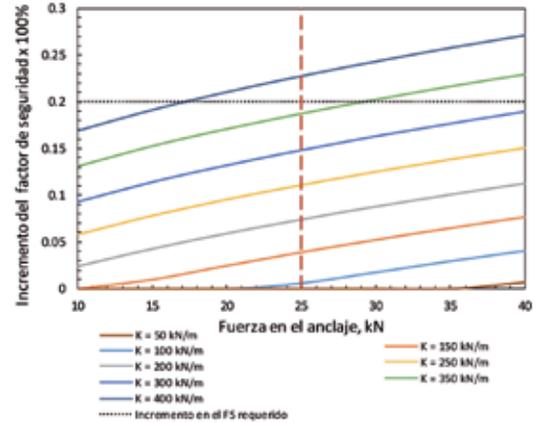


Figura 18: Incremento en el factor de seguridad estático FS (x 100%) versus la fuerza en el anclaje (falla en cuña)

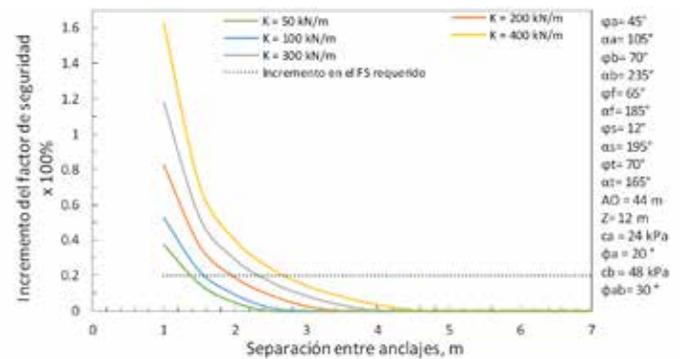


Figura 19: Incremento en el factor de seguridad estático FS (x 100%) versus la separación de los anclajes (falla en cuña)

Falla volcamiento

Para la falla en volcamiento se ha elaborado la gráfica mostrada en la Figura 20 que relaciona el factor de seguridad con el ángulo de talud, para diferentes relaciones de ancho y altura b/h , debido a que la falla en general depende de este parámetro. No ha sido necesario realizar normalización de esta variable independiente

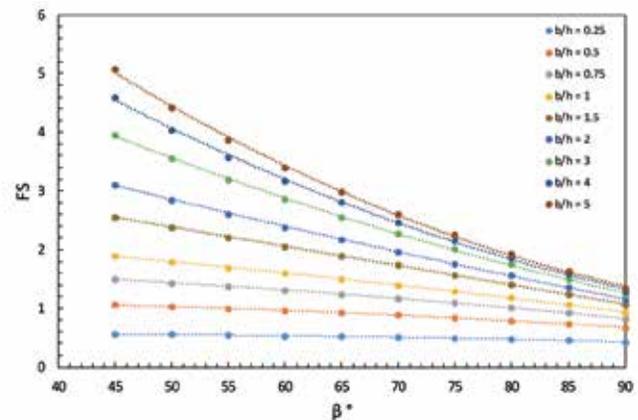


Figura 20: Variación del factor de seguridad FS en función de la inclinación del talud y b/h (falla en volcamiento en análisis estático)

Se puede apreciar en la Figura 20 que, relaciones de b/h mayores, generan mayores factores de seguridad, pero FS tiende a disminuir a medida que aumenta el ángulo del talud. Así mismo relaciones de b/h menores que 0.5, prácticamente tiende a volcarse, por lo que el elemento tiende a ser inestable por sí solo. Algo importante en esta figura es que a medida que aumenta la inclinación de talud, el valor tiende a ser el mismo, pasando de diferencias de varias unidades de factor de seguridad a casi una sola. Por lo que el ángulo del talud es el factor de mayor influencia en inclinaciones medias y bajas (menores a 60°) la relación b/h tiende a no ser importe en ángulos mayores a 80° , en contraste con la gran importancia de este parámetro para inclinaciones bajas.

Las Figuras 21, 22 y 23 presentan las gráficas correspondientes al análisis de volcamiento con la solución de malla metálica flexible.

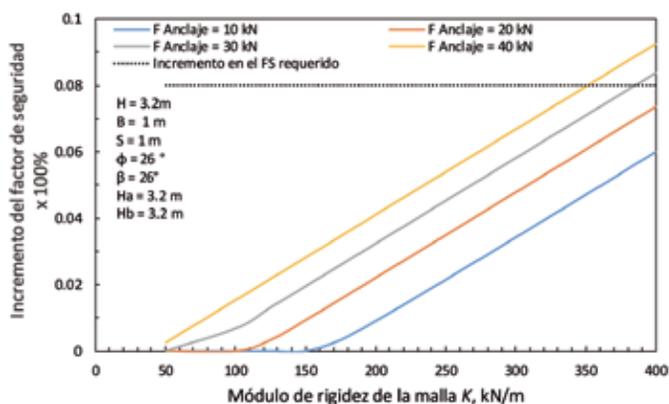


Figura 21: Incremento en el factor de seguridad estático FS (x 100%) versus el módulo de rigidez de la malla (falla por volcamiento)

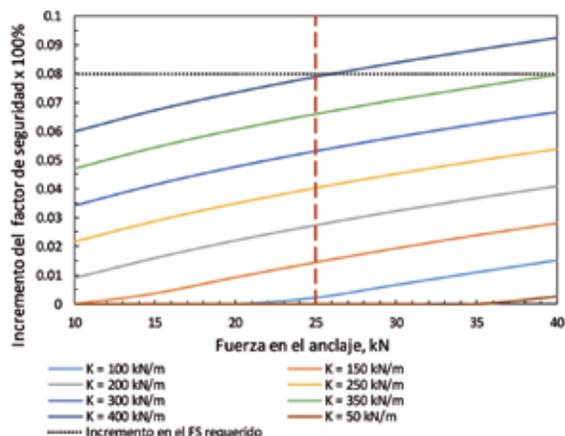


Figura 22: Incremento en el factor de seguridad estático FS (x 100%) versus la fuerza en el anclaje (falla por volcamiento)

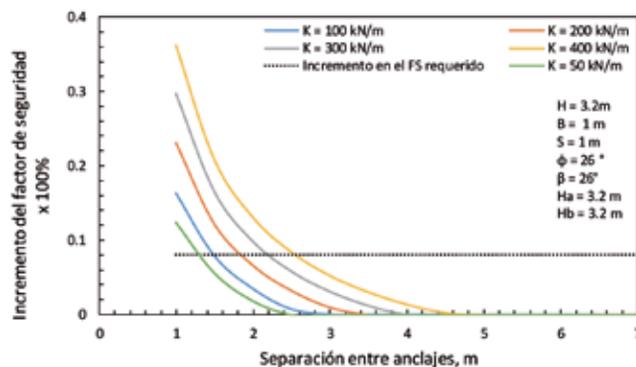


Figura 23: Incremento en el factor de seguridad estático FS (x 100%) versus la separación de los anclajes (falla por volcamiento)

Discusión

Los sistemas flexibles de alta resistencia son uno de los muchos sistemas de estabilización existentes para taludes en roca. Estos están compuestos por una malla metálica de alta resistencia y una red de cables de refuerzo y anclajes, que en conjunto logran aportar una presión estabilizadora sobre la superficie de un talud. El método para el diseño de soluciones flexibles en la estabilización de taludes con sistema malla metálica flexible y anclajes desarrollado en la presente investigación, se basa en asumir que la membrana presenta un comportamiento activo, que debe ejercer una presión de diseño sobre el macizo rocoso desde el momento de su instalación y que la forma del terreno es cóncava. Teniendo en cuenta lo anterior, solo se podrá lograr resultados satisfactorios para un talud real, si es posible cumplir con las condiciones de diseño establecidas en las hipótesis de cálculo. Por ejemplo, se debe verificar que no exista punzonamiento sobre las mallas. Se propone el uso de anclajes activos para tensionar la malla metálica y de esta manera conseguir que el sistema trabaje de manera activa en vez de los pernos roscados que tradicionalmente se utilizan en este tipo de instalaciones. Se presume que la utilización de estos pernos y no de anclajes de tensionamiento en la instalación de estos sistemas no permite que se desarrolle en la malla metálica la tensión suficiente que permita que esta se transmita al macizo rocoso y de esta manera que el sistema trabaje de forma activa. Teniendo en cuenta lo anterior se hace necesario continuar con futuras investigaciones realizando ensayos de campo a escala real con el fin de instrumentar este sistema basando los diseños en la metodología planteada en el presente

trabajo con el fin de verificar su funcionamiento y definir cuál sería la forma apropiada de instalación del sistema para lograr el comportamiento activo del cual se parte como hipótesis de diseño.

En general se puede observar que el parámetro de mayor influencia en el diseño de las mallas metálicas es el módulo de rigidez de la malla, debido a que los aumentos progresivos en este parámetro consiguen los mayores aumentos en el factor de seguridad, sin embargo, el efecto de estos aumentos varía notablemente dependiendo del tipo de falla que se esté analizando, así como de las condiciones geométricas y geomecánicas del macizo rocoso que se esté evaluando. Con respecto a la separación de los anclajes, se puede observar que, para separaciones de anclajes muy bajas, se puede alcanzar el incremento en el factor de seguridad esperado para los tres casos de falla analizados aun cuando las rigideces de la malla son pequeñas. Igualmente, se puede establecer que existen diferentes combinaciones de rigideces de la malla, fuerza de anclaje y separación de los mismos, con las cuales se podría estabilizar el talud, por lo tanto, es posible realizar optimizaciones al diseño del sistema que permitan reducir costos y tiempos de construcción. Se puede observar que la separación en los anclajes de 3 x 3 m que se usa en la construcción de este tipo de estabilizaciones de manera frecuente, no funciona para el caso específico de estudio, es decir, la decisión del diseñador de la separación que se debe usar para realizar la estabilización debe ser tomada teniendo en cuenta las condiciones geométricas y geomecánicas del talud específico de estudio.

Los resultados permiten explicar el por qué del bajo nivel de funcionamiento que presenta este tipo de estabilizaciones en el contexto colombiano. Generalmente estos sistemas no funcionan como estabilizaciones de tipo activo a pesar de que la hipótesis de diseño de las mismas asume esta condición, si no funcionan como elementos de contención ante las caídas de bloques de roca o flujo de detritos en los taludes. Esto se debe principalmente a dos cosas: las mallas metálicas que se utilizan generalmente para la construcción de estos sistemas, no son mallas de altos módulos de rigidez diseñadas para estos fines, si no corresponden a mallas de tipo cerramiento de triple o doble torsión. Teniendo en cuenta la gran influencia que tiene la rigidez en el aumento del factor de seguridad y con los

análisis realizados para mallas metálicas de bajo módulo, se puede observar el aporte casi insignificante que una malla de estas condiciones hace a la estabilidad general del talud. Por otro lado, los diseños realizados para este tipo de estabilizaciones no tienen en cuenta que, para mallas metálicas de muy bajos módulos de rigidez, es necesario utilizar separaciones en los anclajes muy bajas (menores a 1.5 m en el mejor de los casos) para alcanzar el aumento en el factor de seguridad deseado. Por lo general se utilizan separaciones que se encuentran entre los 2 x 2 y 3 x 3 m con los cuales se pudo evidenciar que para ninguno de los casos analizados, las mallas de bajo módulo de rigidez no realizan aporte alguno a la estabilidad del talud. La efectividad de estos sistemas de contención, se encuentra limitada por las separaciones en los anclajes, se estableció que para separaciones mayores a 4 x 4 m, ninguna malla, inclusive las de alto módulo de rigidez presenta aporte a la estabilidad del talud.

Entendiendo que los resultados mostrados en los gráficos corresponden a casos de análisis para macizos rocosos específicos, estos solo pueden ser usados para evaluar la influencia en general de los parámetros de entrada en el diseño mas no como ábacos de diseño para cualquier tipo de talud.

Conclusiones

A partir de los resultados presentados y analizados y discutidos, se pueden derivar las siguientes conclusiones.

El incremento del factor de seguridad en taludes en falla planar está mayormente influenciada por la variación de la cohesión. Esta propiedad, junto con la altura del talud son los únicos factores influyentes para ángulos de inclinación cercanos a los 90°, por lo cual el sistema en este escenario no trabaja, pues su aporte en el factor de seguridad es sobre la fricción en la discontinuidad. El factor de seguridad para falla en cuña está influenciado mayoritariamente por el tamaño del bloque. Existe un número de estabilidad $c/(\gamma H)$ que hace máximo el factor de seguridad para cada caso en particular, después el factor de seguridad decrece hasta la falla. El módulo de rigidez de la malla es el parámetro de mayor influencia en el aporte al factor de seguridad para las estabilizaciones con sistema malla metálica flexible más anclajes.

Se estableció que estabilizaciones con separaciones en

los anclajes mayores a 4 x 4 m, no tienen aporte en la estabilidad del talud, pues el sistema una vez que alcanza esta separación pasa de funcionar con una condición activa a una condición pasiva. Para lograr aumentos en el factor de seguridad con los cuales se cumpla la normativa colombiana utilizando mallas de bajo módulo de rigidez, es necesario utilizar separaciones en los anclajes muy bajas (<1.5 o 1 m según el caso de estudio).

Los sistemas de estabilización flexible con mallas no funcionan por lo general en el contexto colombiano, debido a que es usual utilizar mallas de bajas resistencia (tipo cerramiento de triple o doble torsión), con separaciones de anclajes que son usadas frecuentemente en sistemas constructivos (2 x 2 y 3 x 3 m). Esta combinación de bajo módulo de rigidez-separación de anclajes alta, implica que el aporte a la estabilidad del sistema es casi nulo, por lo tanto, el sistema pasa de trabajar en condición activa a condición pasiva como elemento de retención.

Con el método de cálculo que se ha presentado y discutido en esta investigación, es posible obtener soluciones de ingeniería a los problemas de inestabilidades en macizos rocosos, teniendo en cuenta factores como la rigidez de la malla, fuerza en los anclajes, y las propiedades geomecánicas y geométricas de los taludes.

Referencias

Blanco-Fernandez, E., Castro-Fresno, D., Díaz, J.D.C. and Lopez-Quijada, L. (2011). Flexible systems anchored to the ground for slope stabilisation: Critical review of existing design methods. *Engineering Geology* 122(3), 129-145

Caballero Chaves, O.J. (2011). *Base de datos de deslizamientos inducidos por sismos*. Tesis de pregrado, Universidad Javeriana

Cała, M., Flum, D., Roduner, A., Rügger, R. and Wartmann, S. (2012). TECCO® slope stabilization system and RUVOLUM® dimensioning method. AGH University of Science and Technology, Faculty of Mining and Geoengineering, Romanshorn, Switzerland

Cardoso, A.I.S. (2005). Estabilização de taludes rochosos com redes metálicas pré-tensionadas (Rock slope stabilization with pretensioned metallic meshes). Master's thesis, Coimbra University, Portugal (en portugués)

Castro, D. (2000). *Estudio y análisis de las membranas flexibles como elemento de soporte para la estabilización de taludes y laderas de suelos y/o materiales sueltos*. Tesis doctoral, Universidad de Cantabria, España

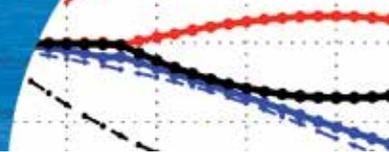
Fariñas de Alba, J.L., Gómez Prieto, R., Mataix González, C., García Bermudez, P., Llopis Trillo, G., Serrano Pedraza, P.A. y López Jimeno, C. (2008). Manual de estabilización y revegetación de taludes. ETSI Minas y Energía UPM, Madrid

Hoek, E. and Bray, J.D. (2014). *Rock slope engineering*. Third edition, CRC Press

Peila, D., Oggeri, C. and Castiglia, C. (2007). Ground reinforced embankments for rockfall protection: design and evaluation of full scale tests. *Landslides* 4(3), 255-265

Ramos, A.M., Trujillo-Vela, M.G. y Prada, L.F. (2015). Análisis descriptivos de procesos de remoción en masa en Bogotá. *Obras y Proyectos* 18, 63-75

Salazar Hernández, J.D. (2012). *Zonificación de amenaza por deslizamientos inducidos por sismo*. Tesis de pregrado, Universidad Javeriana



Análisis de un amortiguador de masa sintonizado óptimo en estructuras asimétricas no lineales

Analysis of an optimal tuned mass damper in non-linear asymmetrical structures

Fecha de entrega: 21 de noviembre 2017

Fecha de aceptación: 30 de mayo 2018

Gilda Espinoza, Diego Neira y Albert Cifuentes

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío-Bío, Avenida Collao 1202, Casilla 5-C, Concepción, Chile, gespinoz@ubiobio.cl, diego.neira.villarroel@gmail.com, albcifer@gmail.com

Se analiza el comportamiento de un amortiguador de masa sintonizado (AMS) óptimo ubicado en una estructura asimétrica de un piso con tres ejes resistentes con comportamiento no lineal en dirección de la excitación sísmica. El comportamiento no lineal es modelado a través de la ecuación de Bouc-Wen. Se consideran dos criterios de optimización, el primero consiste en el balance uniforme y reducción de la energía histerética simultáneamente en los tres ejes resistentes no lineales y el segundo se basa en la minimización del daño de la estructura a través de un funcional de daño propuesto, consistente en la media entre la energía histerética normalizada del sistema y el coeficiente de correlación entre el desplazamiento y rotación de la planta, con el objetivo de alcanzar balance torsional. El estudio se realiza desde un punto de vista estocástico estacionario. Se encuentra que la frecuencia óptima del AMS se sintoniza con la frecuencia lineal equivalente del modo predominante. La posición óptima del AMS, para ambos criterios, se encuentra en el borde que en la condición de estructura sin AMS presenta una mayor deformación y energía histerética. Se observa que para el segundo criterio el término del coeficiente de correlación logra valor nulo, observándose balance torsional de la estructura. Por otra parte, el AMS es eficiente en la reducción de deformación y disipación de energía histerética en la estructura, reduciendo más, tanto la razón de energía histerética con respecto a la energía del sistema asimétrico como la deformación de borde, en el plano más cercano a la posición óptima del AMS.

Palabras claves: amortiguador de masa sintonizado, daño estructural, estructura asimétrica, estructura no lineal, optimización

The behaviour of the tuned mass damper (TMD) attached to an asymmetrical structure with three non-linear plans in the direction of the seismic excitation is analyzed. The non-linear behaviour is modelled through the Bouc-Wen element. Two optimization criteria are considered: the first one consists on achieving simultaneously the uniform balance and reduction of the hysteretic energy in the non-linear plans; and the second is based on the minimization of the structural damage by means of a proposed damage functional, consisting in the mean between the standardized hysteretic energy of the system and the correlation coefficient between the movement and the rotation of the plant, in order to reach the torsion balance. The study is performed from a stochastic stationary point of view. It is found that the optimal frequency of the TMD is tuned with the linear equivalent frequency to the predominant mode. The optimal position of the TMD, for both studied criteria, is at the border where the greater deformation and hysteretic energy occur on the structure without TMD. It is noted that for the second criterion the term of the correlation coefficient reaches a null value, observing torsion balance of the structure. Also, the TMD is efficient in the reduction of the deformation and hysteretic energy dissipation, reducing more the hysteretic energy ratio with respect to the energy of the asymmetrical system, and the border deformation on the floor plan closer to the optimal position of the TMD.

Keywords: tuned mass damper, structural damage, asymmetrical structure, non-linear structure, optimization

Introducción

En países con alta sismicidad como Chile, se producen

daños excesivos en elementos estructurales y no estructurales debido a excitaciones sísmica intensas. Es

por esto que se han investigado distintas propuestas de solución. Una de ellas son los amortiguadores de masa sintonizados (AMS). El AMS consiste en una masa secundaria unida a la estructura mediante un amortiguador y un elemento elástico. Las primeras investigaciones sobre los AMS tuvieron como objetivo determinar óptimamente la relación de frecuencias entre el AMS y el sistema principal y el factor de amortiguamiento para un sistema de un grado de libertad no amortiguado (Den Hartog, 1947). Posterior a esto, se investigó el efecto de la inclusión del amortiguamiento en el sistema principal y se determinó parámetros óptimos ante distintas solicitaciones dinámicas. Investigaciones posteriores se orientaron al análisis de la eficiencia del AMS en el control de vibraciones en estructuras debidas a vientos (Kwok y Samali, 1995). De estas se concluye que si la frecuencia natural del AMS es sintonizada con el modo fundamental de la estructura principal casi toda la energía de vibración de la estructura principal es transferida al AMS y es disipada por el amortiguamiento.

Posteriormente, se investigó acerca de la eficiencia del AMS en el control de estructuras sometidas a excitaciones sísmicas en estructuras lineales. Entre estas investigaciones se encuentra a Villaverde (1994) quien analizó tres estructuras diferentes, un edificio de corte de dos pisos en 2D (dos dimensiones), una construcción en base a marcos de un piso en 3D (tres dimensiones) y la tercera, un puente atirantado en 3D usando nueve tipos diferentes de registros sísmicos. Los resultados numéricos y experimentales mostraron que la eficiencia del AMS en reducir la respuesta de la misma estructura durante diferentes eventos sísmicos, o diferentes estructuras durante el mismo evento sísmico es significativamente diferente; algunos casos obtuvieron buen desempeño y en otros obtuvieron poco o incluso nulo efecto. Esto implica que hay una dependencia de la reducción alcanzada con las características del movimiento sísmico que excita la estructura.

Estudios posteriores analizan el comportamiento del AMS cuando la estructura principal posee un comportamiento no lineal. Una de estas investigaciones estudia la influencia de la intensidad del movimiento en la efectividad del AMS para reducir el daño en una estructura no lineal (Soto-Brito y Ruiz, 1999). Los resultados mostraron que la instalación de un AMS en una estructura no lineal puede no reducir

el desplazamiento máximo bajo sismos severos, pero sí puede ser exitoso en sismos de mediana y baja intensidad. Sin embargo, la reducción del desplazamiento máximo en estructuras no lineales puede ser un criterio de evaluación insuficiente ya que no toma en cuenta el efecto del daño acumulativo en la estructura producido por los ciclos de fatiga.

Wong (2008) estudia la capacidad para disipar energía de una estructura inelástica con un AMS, los resultados indicaron que un AMS aumenta la eficiencia de disipación de energía de la estructura con lo que el daño que sufre ante un sismo se ve reducido. Posteriormente se obtuvieron los parámetros óptimos de un AMS para la protección de estructuras no lineales sometidas a un input sísmico con un enfoque estocástico (Sgobba y Marano, 2010). Se estudiaron tres funciones objetivo: la desviación estándar del desplazamiento de la estructura del sistema protegido en comparación con uno desprotegido, el valor promedio de la energía histerética disipada por la estructura con AMS respecto a la misma sin AMS y un funcional asociado a los dos índices anteriores, considerando un modelo histerético Bouc-Wen (Wen, 1976). Zhang y Balendra (2013) concluyen que cuando se considera no linealidad de la estructura, un diseño óptimo puede producir una mayor reducción de daño comparado con fórmulas de diseño basadas en una respuesta elásticas. Estas investigaciones se realizan bajo una hipótesis de estructuras simétricas en planta, lo que en gran medida por restricciones arquitectónicas no es posible, lo que genera la necesidad de ampliar la investigación hacia estructuras asimétricas.

Se han realizado varias investigaciones acerca del comportamiento lateral-torsional de una estructura asimétrica, con respecto a la influencia de la excentricidad. Dentro de ellas se encuentra el estudio de Benavente-Climent *et al.* (2014), quienes estudian una estructura asimétrica escalada de hormigón, la cual muestra que existe no linealidad al ser sometida a una excitación en una mesa vibradora si se analiza la incertidumbre de los procesos constructivos. Lin *et al.* (2016) proponen un factor de amplificación torsional para controlar el efecto torsional en las estructuras como una alternativa al control de torsión desde el punto de vista del diseño sismorresistente tradicional. El primer estudio se enfocó a la obtención de los parámetros óptimos para minimizar la razón entre la

raíz media cuadrática del desplazamiento y la rotación del sistema con AMS con respecto al sistema sin AMS (Jangid y Datta, 1997). Este estudio concluyó que la efectividad de múltiples AMS en controlar la respuesta lateral de un sistema torsionalmente acoplado decrece con el grado de asimetría. Posteriormente se obtuvo los parámetros óptimos de diseño de dos AMS en edificios asimétricos de múltiples pisos bajo una excitación sísmica bidireccional, utilizando como criterio de optimización la minimización de la media cuadrática de desplazamiento asociado al modo dominante (Lin *et al.*, 2000). Como otro criterio también se propuso maximizar diferentes funciones de reducción de respuesta de interés, tales como corte basal, aceleraciones de piso y *drift* de entre piso para cuatro AMS (Singh *et al.*, 2002). También se estudió la minimización del cociente entre la media cuadrática de desplazamiento del grado de libertad en el control de la estructura con y sin MAMS (múltiples AMS) (Ueng *et al.*, 2008). Posteriormente, se propuso el concepto de balance torsional de una estructura asimétrica de un piso con un AMS obteniendo la posición y frecuencia óptimas del AMS que permite reducir el desplazamiento en los bordes y la correlación entre el desplazamiento y el giro medido en el centro geométrico de la planta considerando procesos aleatorios de ancho de banda amplio y angosto (Almazán *et al.*, 2012). Sin embargo, aún no se realizan investigaciones sobre estructuras asimétricas no lineales, con enfoque estocástico de la excitación sísmica, con el objetivo de evaluar el comportamiento del AMS.

Esta investigación propone dos nuevos criterios de reducción del daño sobre una estructura asimétrica no lineal, el primer criterio asociado a la energía histerética disipada, término asociado directamente al daño estructural, y que consiste en reducir la energía histerética disipada por los planos resistentes de una estructura asimétrica no lineal, teniendo como objetivo disminuir y alcanzar el mismo daño en todos los planos simultáneamente, y el segundo criterio consiste en la minimización del daño en la estructura asimétrica no lineal, medido a través de un funcional de daño que considera, la energía histerética disipada en la estructura y la reducción de las demandas de deformación de bordes de la planta, por medio de la reducción de un coeficiente de correlación, entre desplazamiento y rotación de planta.

Modelo estructural

En esta investigación se ha estudiado una estructura monosimétrica de un piso sometida a un movimiento sísmico unidireccional, a la cual se le ha incorporado un AMS lineal. La planta tiene forma rectangular de largo a y ancho b ($a/b = 4$), con masa traslacional m_s , radio de giro $\rho = \sqrt{(a^2 + b^2)}/12$ y formado por tres ejes resistentes no lineales en la dirección del movimiento sísmico. Por lo tanto, su centro geométrico CG coincide con su centro de rigidez CR, mientras que su centro de masa CM se ubica en el eje X a una distancia e_x (excentricidad estática) del CR (ver Figura 1). El periodo lateral no acoplado en dirección Y de la estructura principal sin AMS es T_{sy} . Para la razón de rigidez torsional (Ω_s) se utilizaron valores de 0.7, 1.0 y 1.3, para estudiar el efecto del AMS en estructuras torsionalmente flexibles, híbridas y rígidas. Además se definió un amortiguamiento modal ξ_s igual a 0.05 en todos los modos de vibración para la estructura sin AMS. Por su parte, el AMS es considerado como un dispositivo lineal tipo Kelvin, localizado en el eje X a una distancia p_x del CR. Su masa total es asumida como el 2% de la masa traslacional total de la estructura principal.

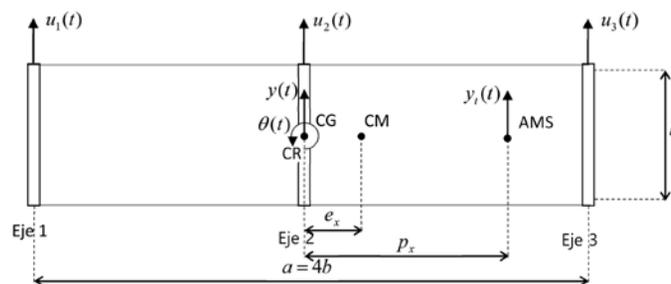
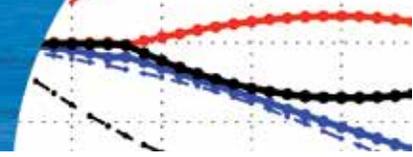


Figura 1: Planta de modelo estructural monosimétrico no lineal con un AMS

Relación constitutiva

El modelo clásico de Bouc-Wen BW (Bouc, 1967, 1969; Wen, 1976) ha sido ampliamente utilizado en análisis dinámicos determinísticos y estocásticos de estructuras reales con una precisión razonable, tomando en cuenta la cantidad de energía disipada con precisión razonable y de acuerdo al movimiento de la estructura. Por esta razón los ejes resistentes de la estructura se modelan mediante elementos no lineales de BW. La fuerza de restauración f_{nl} está dada por la siguiente expresión:



$$f_{nj} = \alpha_{sj} k_j u_j + (1 - \alpha_{sj}) F_{yj} z_j \quad j = 1:3 \quad (1)$$

donde F_{yj} es la fuerza de fluencia de la estructura, u es el desplazamiento relativo del eje respecto al suelo, α_s es la relación entre la rigidez post fluencia k_{pi} y la rigidez elástica k_i .

$$\alpha_{sj} = \frac{k_{pi}}{k_i} \quad 0 < \alpha_{sj} < 1 \quad j = 1:3 \quad (2)$$

Por su parte z_j es la variable histerética adimensional del modelo BW, que satisface la siguiente ecuación diferencial de primer orden:

$$\dot{z}_j = \frac{1}{\Delta Y_j} \dot{u}_j \left(\lambda - |z_j|^\eta (\beta + \gamma \operatorname{sgn}(z_j) \operatorname{sgn}(\dot{u}_j)) \right) \quad j = 1:3 \quad (3)$$

donde γ y β son parámetros adimensionales que regulan la forma del ciclo histerético, λ es el factor de escala general y η es el parámetro que controla la suavidad de la transición entre la región lineal y no lineal.

Ecuaciones del movimiento Cinemáticas

El vector de grados de libertad de la estructura con AMS se define como:

$$\mathbf{q}(t) = [y(t) \quad \theta(t) \quad y_t(t)]^T \quad (4)$$

donde $y(t)$ es el desplazamiento lateral del CG en dirección Y , $\theta(t)$ es la rotación de la planta y $y_t(t)$ es el desplazamiento del AMS respecto del suelo. Por otra parte, la deformación del AMS, u_t , puede ser expresada mediante la siguiente ecuación:

$$u_t = \mathbf{L}_t \mathbf{q} \quad (5)$$

donde $\mathbf{L}_t = [-1 \quad -p_x \quad 1]$ es la matriz de transformación cinemática.

Equilibrio dinámico

La ecuación de movimiento de la estructura no lineal unida a un AMS lineal, sometida a una excitación unidireccional se puede describir como:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{q}} + \mathbf{L}_t^T \mathbf{f}_{nl} + \mathbf{L}_t^T f_t = -\mathbf{MR} \ddot{u}_g \quad (6)$$

con,

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} \mathbf{M}_s & \mathbf{0}_{2 \times 1} \\ \mathbf{0}_{1 \times 2} & m_t \end{bmatrix} \quad \mathbf{M}_s = m_s \begin{bmatrix} 1 & e_x \\ e_x & \rho^2 \end{bmatrix} \quad (7a, 7b)$$

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} \mathbf{C}_s & \mathbf{0}_{2 \times 1} \\ \mathbf{0}_{1 \times 2} & 0 \end{bmatrix} + \mathbf{L}_t^T c_t \mathbf{L}_t; \quad \mathbf{R} = [1 \quad 0 \quad 1]^T \quad (8a, 8b)$$

$$\mathbf{L}_t = \begin{bmatrix} 1 & -a/2 & 0 \\ 1 & 0 & 0 \\ 1 & a/2 & 0 \end{bmatrix} \quad (9)$$

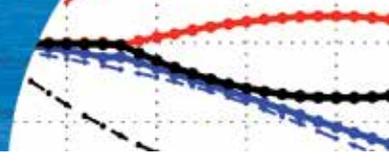
donde \ddot{u}_g representa la aceleración del suelo y \mathbf{R} el vector de incidencia de éste. Por su parte, \mathbf{M}_s y \mathbf{C}_s corresponden a las matrices de masa y amortiguamiento de la estructura, respectivamente. Por último f_t corresponde a la fuerza de restauración lineal del AMS que se calcula como:

$$f_t = k_t u_t \quad (10)$$

siendo k_t la rigidez del AMS. \mathbf{C}_s es la matriz de amortiguamiento lineal del sistema principal sin AMS, la que depende de las razones de amortiguamiento modal indicadas en el modelo estructural y la inclusión del amortiguamiento del AMS se hace a través de la matriz de transformación cinemática \mathbf{L}_t como indica (8a). Esta matriz ampliada \mathbf{C} , contiene el amortiguamiento lineal de la estructura principal más el aporte de amortiguamiento del AMS, aporta las fuerzas dinámicas de amortiguamiento del segundo término de la ecuación de equilibrio dinámico (6) y las fuerzas dinámicas no lineales se encuentran en el tercer término de (6), separadas de las de amortiguamiento anteriormente señaladas.

Excitación considerada

Se consideraron dos procesos aleatorios, un proceso de Ancho de Banda AB amplio, derivado de un registro compatible con NCh 2745 (2003) para suelo firme tipo B, y un proceso aleatorio de AB angosto derivado del registro del sismo de México de 1985, registrado en la dirección Norte-Sur. Para ambos procesos, se muestra su correspondiente Densidad de Potencia Espectral PSD, $S_g(\omega)$, ajustada a un filtro pasabanda correspondiente al filtro Kanai-Tajimi modificado por Penzien KTP (Clough y Penzien, 1975):



$$S_g(\omega) = S_0 \frac{\omega_g^4 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \frac{\omega^4}{(\omega_f^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_f^2 \omega_f^2 \omega^2} \quad (11)$$

donde S_0 , ω_g , ξ_g , ω_f y ξ_f son intensidad del ruido blanco, frecuencia del estrato de suelo, amortiguamiento del estrato de suelo, frecuencia del filtro y amortiguamiento del filtro, respectivamente. Estos parámetros fueron ajustados por mínimos cuadrados y sus valores se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1: Parámetros del filtro Kanai-Tajimi modificado para los dos procesos aleatorios utilizados.

Tipo de entrada	Parámetros				
	S_0	ω_g rad/s	ξ_g	ω_f rad/s	ξ_f
Ancho de banda amplio	1335.6	3.05	0.041	8.48	0.90
Ancho de banda angosto	207.23	16.57	0.491	3.02	0.48

Linealización estadística equivalente

La linealización estadística equivalente es una de las técnicas más utilizadas para el análisis de sistemas no lineales sometidas a una excitación aleatoria (Baber y Wen, 1981). Utilizando esta técnica (3) puede ser representada de la siguiente forma:

$$\dot{z} = -K_{eq}(\mathbf{V}_q, t)z - C_{eq}(\mathbf{V}_q, t)\dot{u} \quad (12)$$

donde \mathbf{V}_q es la matriz de covarianza asociada al vector $\mathbf{q}(t)$, y K_{eq} y C_{eq} son coeficientes que dependen de ella y se expresan como:

$$K_{eq} = \sqrt{\frac{2}{\pi}}\beta \left[\sigma_{\dot{u}} + \frac{\gamma_{\dot{u}z}}{\sigma_z} \right] \quad (13)$$

$$C_{eq} = \sqrt{\frac{2}{\pi}}\beta \left[\sigma_z + \frac{\gamma_{\dot{u}z}}{\sigma_{\dot{u}}} \right] - 1 \quad (14)$$

siendo $\sigma_{\dot{u}}$ y σ_z las desviaciones estándar de las variables \dot{u} y z , respectivamente. A su vez $\gamma_{\dot{u}z}$ corresponde a la covarianza cruzada entre estas variables. Por su parte \mathbf{V}_q se determina mediante la siguiente ecuación:

$$\mathbf{V}_q = E\{\mathbf{q}(t)\mathbf{q}(t)^T\} = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \mathbf{H}_q(j\omega) S_g(\omega) \mathbf{H}_q^*(j\omega) d\omega \quad (15)$$

donde $E\{\}$ corresponde al valor esperado del proceso, $\mathbf{H}_q(j\omega)$ se define como la matriz de respuesta en frecuencia y $\mathbf{H}_q^*(j\omega)$ es su matriz transpuesta conjugada.

Energía histerética

El daño en estructuras sujetas a movimientos sísmicos es ocasionado por el desplazamiento de la estructura y por el efecto de la fatiga que experimenta el material. Este último efecto está relacionado con la cantidad de energía histerética que la estructura disipe en el tiempo que dure el movimiento. Por lo tanto, se correlaciona el término de la energía histerética disipada $e_h(t)$ con el daño de la estructura. Este se puede obtener a partir de la siguiente expresión:

$$e_h(t) = \frac{E}{m} = (1 - \alpha_s) \omega_s^2 \int_0^t z(\tau) \dot{u}(\tau) d\tau \quad (16)$$

siendo el valor promedio:

$$\langle e_h \rangle = (1 - \alpha_s) \omega_s^2 \int_0^T \gamma_{\dot{u}z}(\tau) d\tau = (1 - \alpha_s) \omega_s^2 \gamma_{\dot{u}z} T \quad (17)$$

donde T es el tiempo de duración del proceso de excitación considerado, $\gamma_{\dot{u}z}$ es la covarianza cruzada entre el desplazamiento del elemento no lineal y la variable histerética z del ciclo histerético de BW. Dado que este estudio se basa en un análisis estocástico, el valor promedio de la energía histerética en el sentido probabilístico de un proceso estacionario es el que se expresa en (17) siguiendo lo realizado por Sgobba y Marano (2010).

Criterios de optimización

En este trabajo se proponen dos funcionales de optimización, como criterios de control de daño para estructuras con comportamiento no lineal controlados por un AMS optimizados.

Criterio 1, C1

El problema de optimización consiste en minimizar el máximo del daño en la estructura en todos los planos en forma simultánea.

$$F = \begin{Bmatrix} (1 - \alpha_{s1}) \omega_s^2 \gamma_{\dot{u}z1} T \\ (1 - \alpha_{s2}) \omega_s^2 \gamma_{\dot{u}z2} T \\ (1 - \alpha_{s3}) \omega_s^2 \gamma_{\dot{u}z3} T \end{Bmatrix} \quad (18)$$

Minimizar $J_1(\omega_d, p_x, \xi_d) = \text{Max}(\mathbf{F})$
 Sujeto a: $-\frac{a}{2} < p_x < \frac{a}{2}$ (19)

Criterio 2, C2

El segundo criterio de optimización consiste en minimizar un funcional de daño. La variable asociada a la estimación de los máximos desplazamientos de este índice, es el valor absoluto del coeficiente de correlación, entre la rotación y los desplazamientos en planta medidos en el centro geométrico. La variable asociada a la energía histerética es obtenida de la razón de la energía histerética disipada por la estructura asimétrica con un AMS en sus tres planos resistentes con respecto a la energía histerética disipada por una estructura, de configuración similar a la del modelo, pero de excentricidad nula y sometida al mismo input sísmico.

$$F_{daño} = 0.5 abs(\rho_{u\theta}) + 0.5 \left(\frac{e_h}{e_{h \sin Ams}^0} \right) \quad (20)$$

donde $\rho_{u\theta}$ es un coeficiente de correlación entre el desplazamiento medido en el centro geométrico de la

planta y el giro, e_h es la energía histerética de los tres ejes resistentes no lineales del sistema con AMS, $e_{h \sin Ams}^0$ es la energía histerética de los los tres ejes resistentes no lineales del sistema simétrico sin AMS y abs es el valor absoluto del coeficiente de correlación.

Minimizar $J_1(\omega_d, p_x, \xi_d) = \text{Max}(F_{daño})$
 Sujeto a: $-\frac{a}{2} < p_x < \frac{a}{2}$ (21)

Resultados
Análisis de sensibilidad

Previo al proceso de optimización, se realizó un análisis de sensibilidad con la finalidad de identificar como influían los parámetros del AMS en los funcionales a estudiar. Para esto se graficaron las curvas de nivel de los dos funcionales de optimización $J(\omega_d, p_x, \xi_d)$ para ambos criterios. La Figura 2 muestra las curvas de nivel del funcional 1, C1, mientras la Figura 3 presenta el funcional 2, C2, ambas para una estructura con parámetros $T_s = 2.5$ s, $e_x/\rho = 0.3$, $\xi_s = 0.05$, $\Omega_s = [0.7, 1.0, 1.3]$, $\mu = 0.02$, $R = 5$, $n = 1$ y $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 0.5$ y un proceso de AB amplio. En las Figuras 2 y 3 la fila superior muestra las curvas para $\xi_d = \xi_d^{(opt)}$, la fila media para $\omega_d = \omega_d^{(opt)}$ y la tercera para $p_x = p_x^{(opt)}$. Se

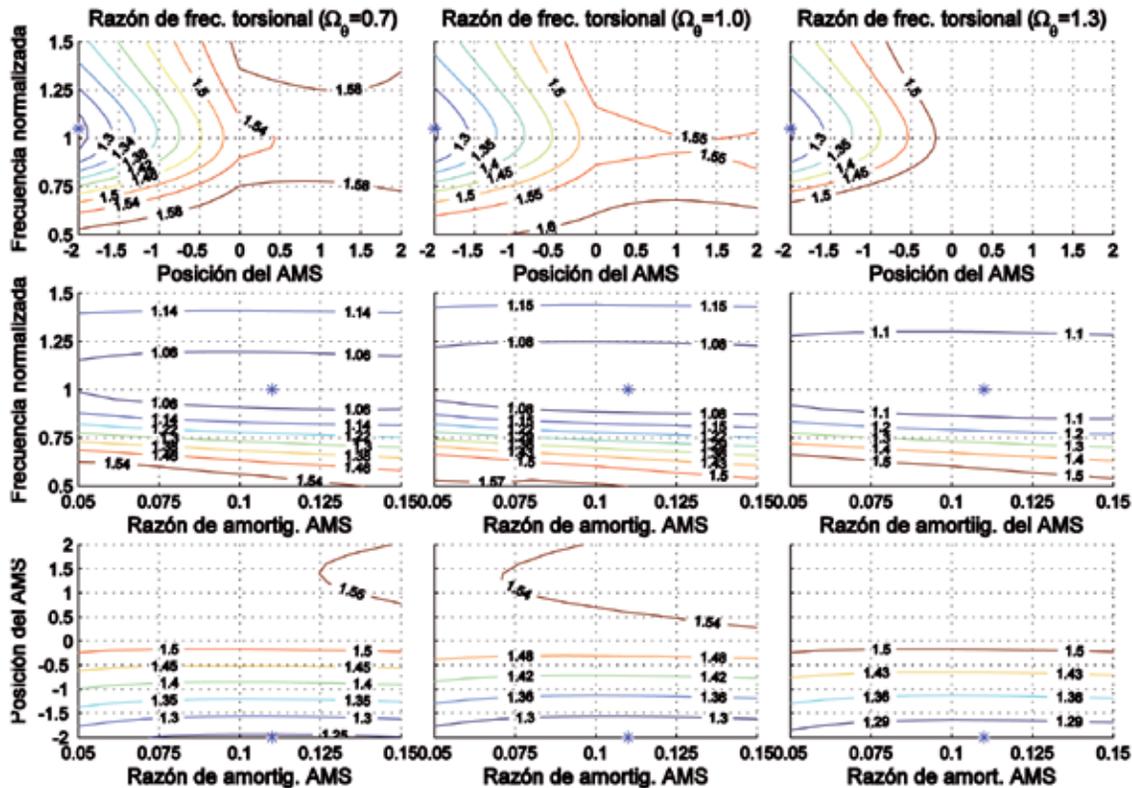


Figura 2: Curvas de nivel del funcional J del criterio 1 para la estructura sometida a un proceso de AB amplio con $T_s = 2.5$ s, $e_x/\rho = 0.3$, $\xi_s = 0.05$ ($\mu = 0.02$, $R = 5$, $n = 1$ y $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 0.5$)

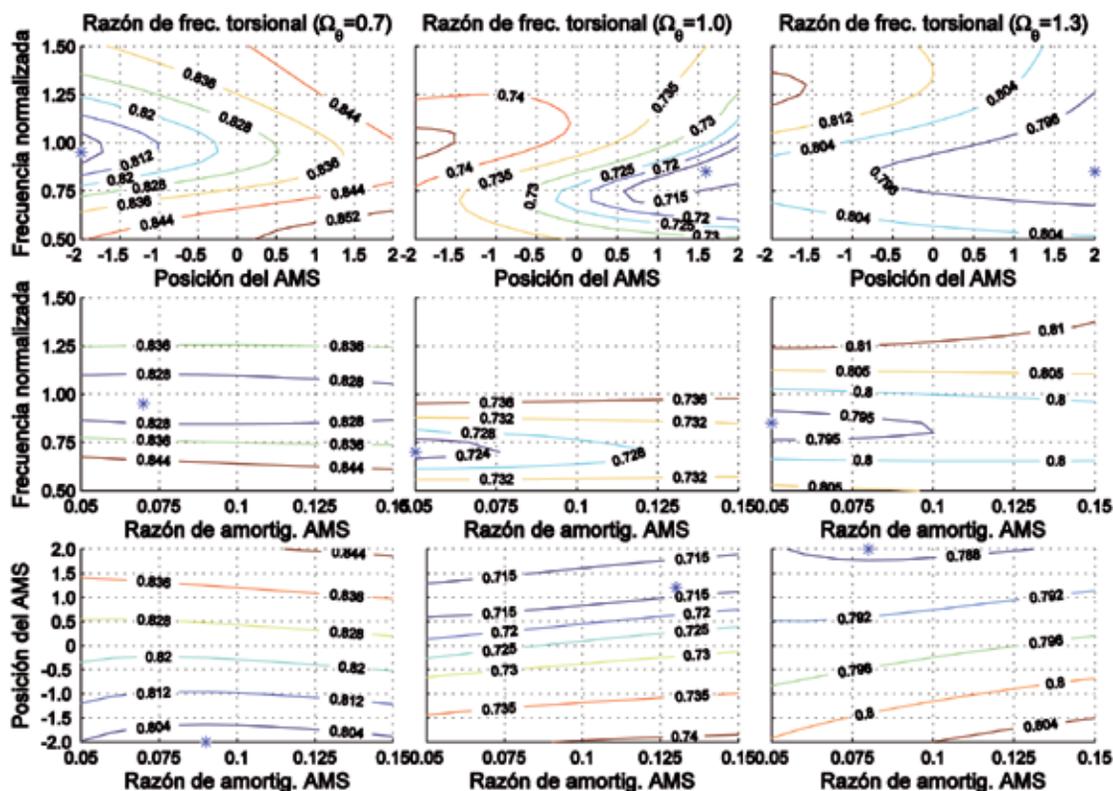


Figura 3: Curvas de nivel del funcional J del criterio 2 para la estructura sometida a un proceso de AB amplio con $T_s = 2.5$ s, $e_s/\rho = 0.3$, $\xi_s = 0.05$ ($\mu = 0.02$, $R = 5$, $n = 1$ y $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 0.5$)

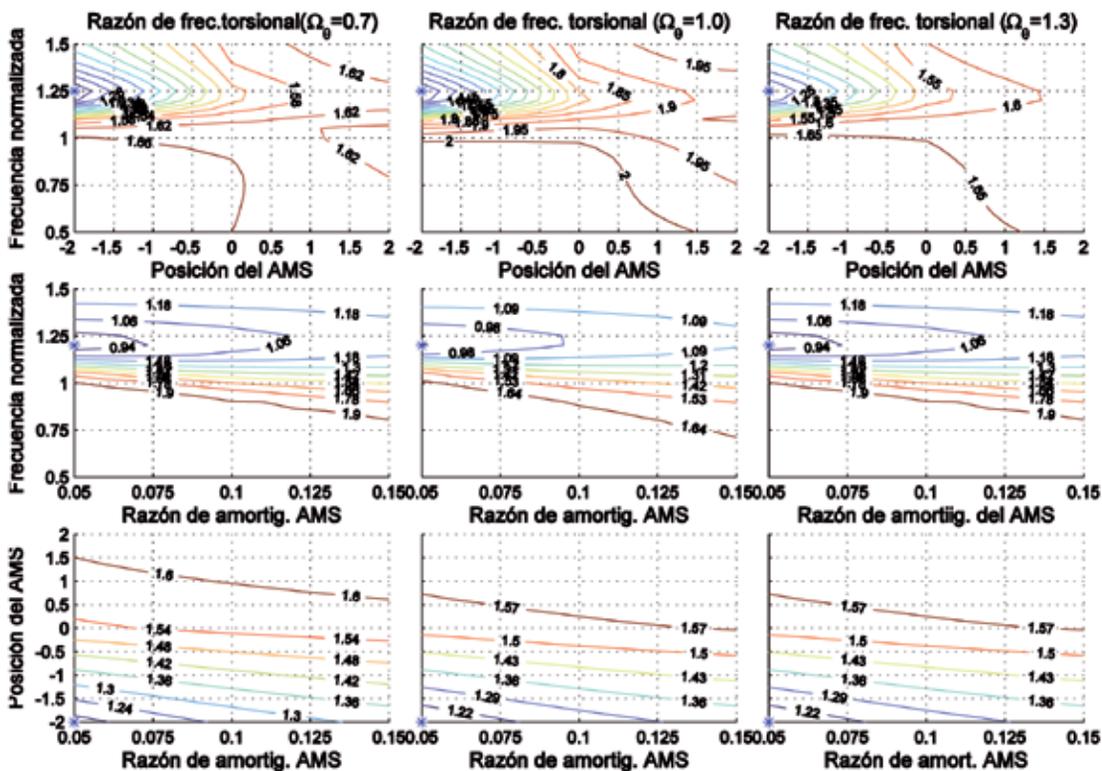


Figura 4: Curvas de nivel del funcional J del criterio 1 para la estructura sometida a un proceso de AB angosto con $T_s = 2.5$ s, $e_s/\rho = 0.3$, $\xi_s = 0.05$ ($\mu = 0.02$, $R = 5$, $n = 1$ y $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 0.5$)

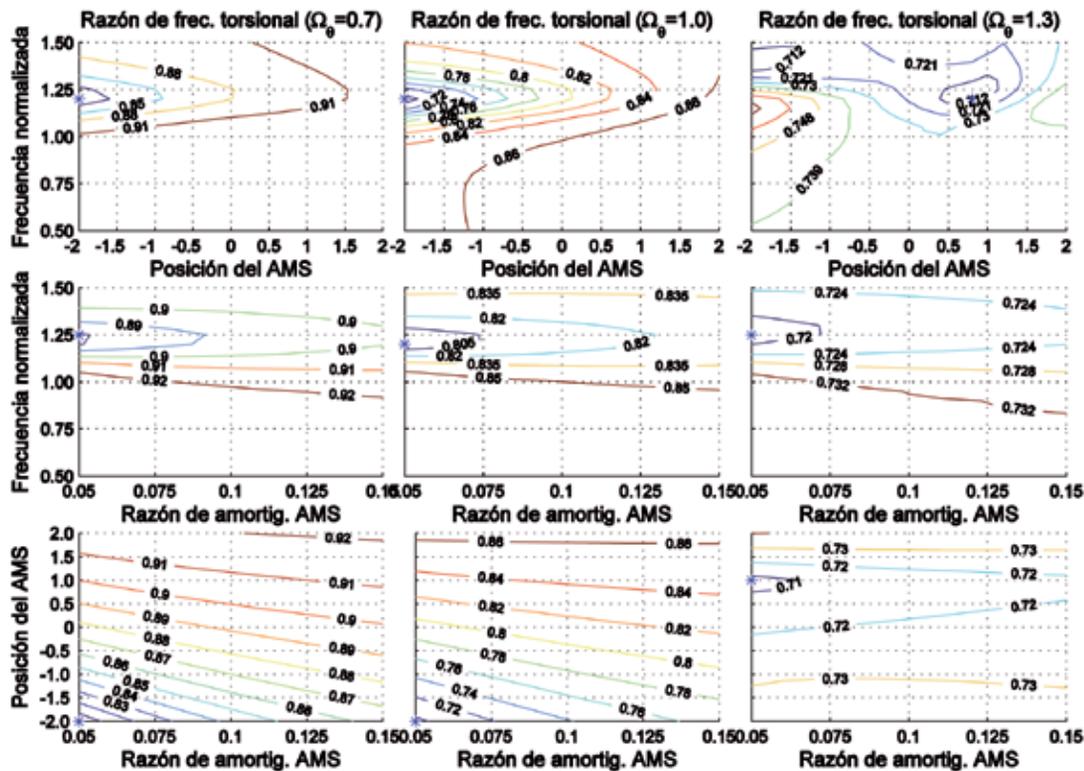


Figura 5: Curvas de nivel del funcional J del criterio 2, para la estructura sometida a un proceso de AB angosto con $T_s = 2.5$ s, $e_x/\rho = 0.3$, $\xi_s = 0.05$ ($\mu = 0.02$, $R = 5$, $n = 1$ y $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 0.5$)

observa que en los dos criterios la frecuencia normalizada y la posición del AMS muestran una cierta insensibilidad del funcional con respecto al amortiguamiento del AMS.

La Figura 4 muestra las curvas de nivel del funcional 1, C1, mientras la Figura 5 presenta el funcional 2, C2, ambas para una estructura con parámetros $T_s = 2.5$ s, $e_x/\rho = 0.3$, $\xi_s = 0.05$, $\Omega_s = [0.7, 1.0, 1.3]$, $\mu = 0.02$, $R = 5$, $n = 1$ y $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 0.5$ para un proceso de AB angosto. Las Figuras 4 y 5 poseen una distribución análoga a la Figura 2. El funcional resulta ser muy insensible al valor de la razón de amortiguamiento que posee el AMS, tanto para C1 como para C2. Esto se traduce en que una variación de la razón de amortiguamiento no genera un cambio en la frecuencia ni posición óptima del AMS. Por esta razón se deja afuera esta variable y se le asigna un valor constante igual a $\xi_d = 0.12$. Esta elección se basa en consideraciones prácticas de máximo desplazamiento que pueda alcanzar en la realidad un AMS.

Parámetros óptimos del AMS

Las Figuras 6 y 7 muestran la frecuencia y posición óptima para estructuras con parámetros $T_s = 1.5$ s, $\xi_s = 0.05$, Ω_s

$= [0.7, 1.0, 1.3]$, $\mu = 0.02$, $R = 5$, $n = 1$ y $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 0.5$, sometidas a un proceso de AB amplio (Figura 6) y AB angosto (Figura 7). En la fila superior se muestran los resultados para la frecuencia óptima FO del AMS normalizada por ω_s y las frecuencias naturales lineales equivalentes FLE de la estructura sin AMS. En la segunda fila se grafica la posición óptima del AMS normalizada por el largo, $p_x^{(opt)a}$. Los valores negativos se miden desde el centro al eje resistente 1 (borde rígido) y los valores positivos desde el centro al eje resistente 3 (borde flexible).

Se observa que los parámetros óptimos obtenidos para ambos criterios siguen un comportamiento similar. En procesos de AB amplio la razón de frecuencias óptimas del AMS, en estructuras torsionalmente flexibles, tiende a sintonizarse con la frecuencia lineal equivalente más rígida del sistema sin AMS. En cambio, para sistemas torsionalmente híbridos y rígidos tiende a sintonizarse con la primera frecuencia lineal equivalente sin AMS. Para procesos de bajo contenido de frecuencias la razón de frecuencias óptimas del AMS se sintoniza para todo el rango de excentricidades con la frecuencia predominante de la excitación $\omega_1 = \pi$ (rad/s) ($T_1 = 2$ s). En este caso

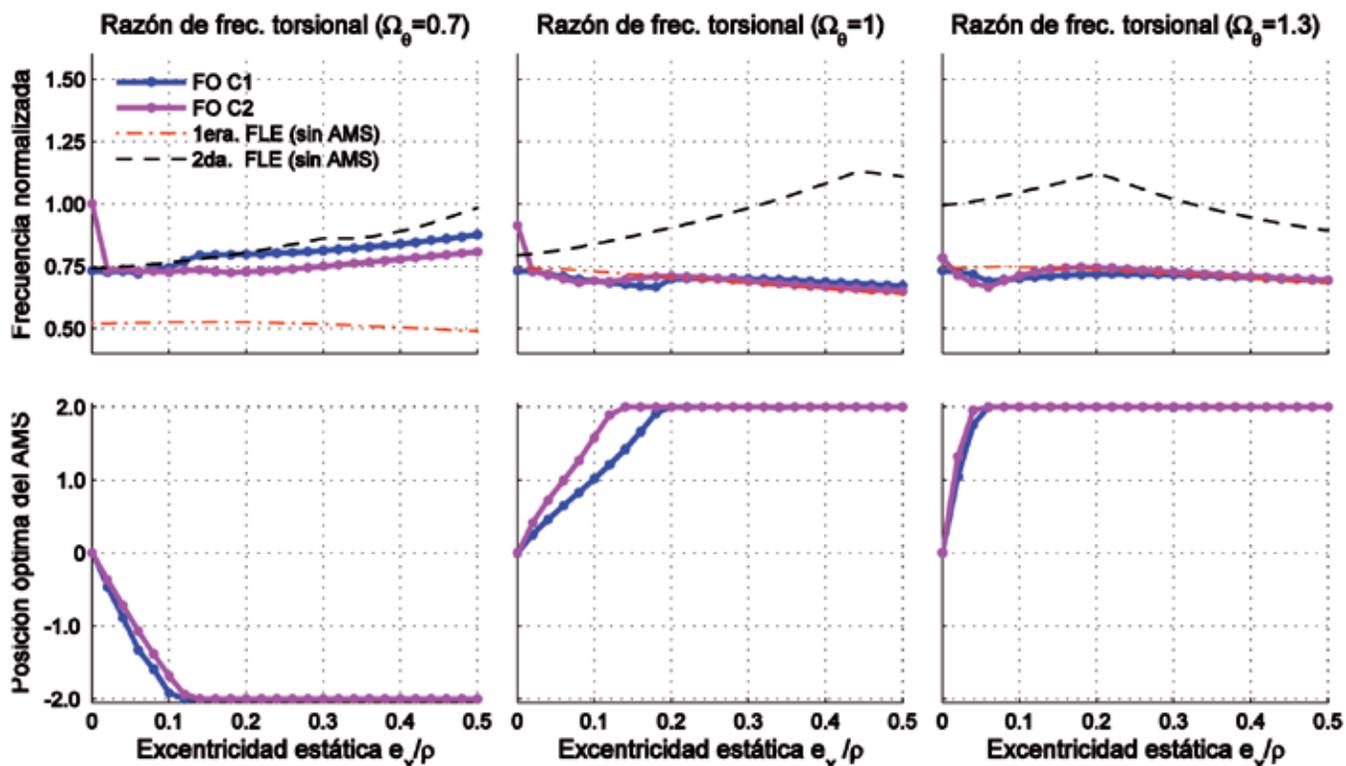
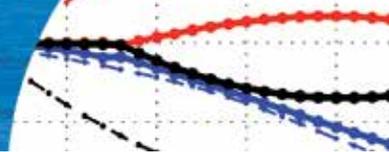


Figura 6: Frecuencia y posición óptimas del AMS según criterios C1 y C2, AB amplio $T_s = 1.5$ s, $\xi_s = 0.05$ ($\mu = 0.02$, $e_s/\rho = 0.3$, $n = 1$ y $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 0.5$).

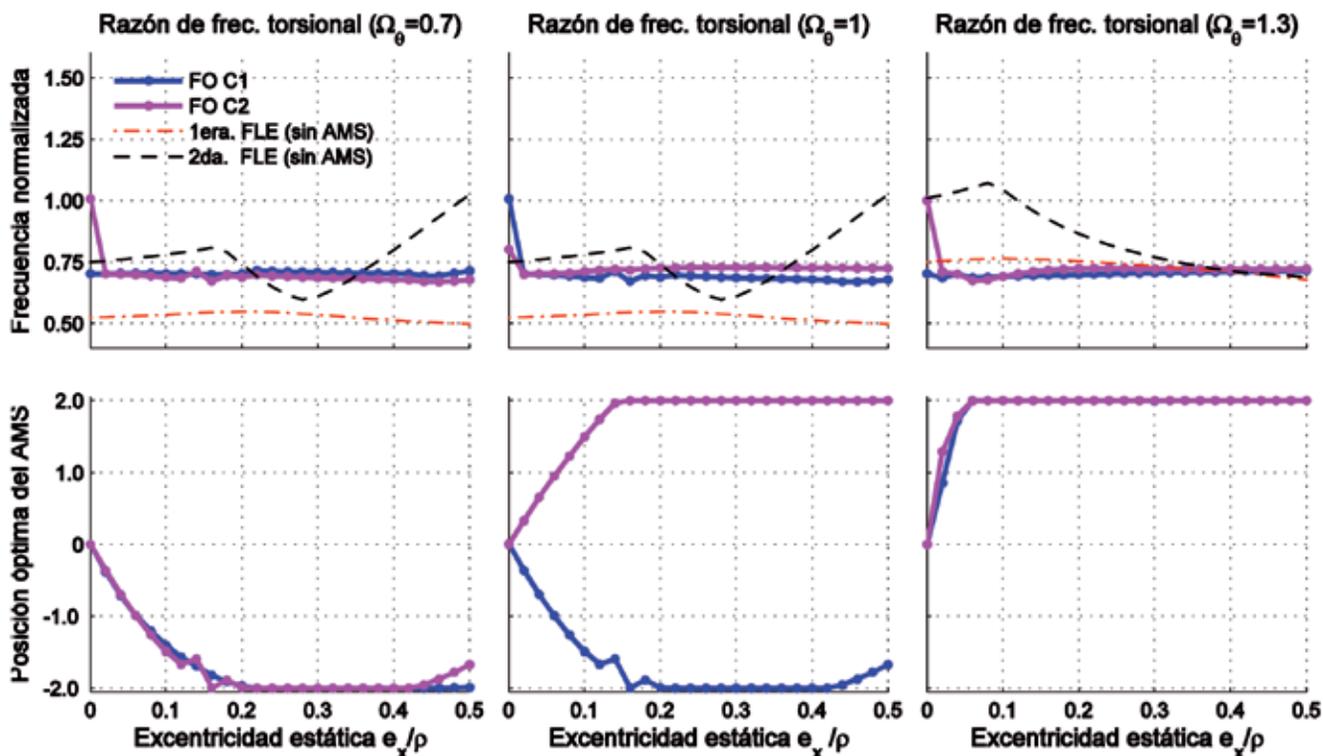


Figura 7: Frecuencia y posición óptimas del AMS según criterios C1 y C2, AB angosto $T_s = 1.5$ s, $\xi_s = 0.05$ ($\mu = 0.02$, $e_s/\rho = 0.3$, $n = 1$ y $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 0.5$).

corresponde a la predominante en el sismo de México de 1985, desde el cual se derivó la densidad de potencia espectral, utilizada en la obtención de la matriz de covarianza. Es por este motivo que el AMS se sintoniza en 1.5/2, lo que da la razón de frecuencias 0.75 que adopta como razón de frecuencias óptima para todo el rango de excentricidades para el proceso de AB considerado. En cuanto a la posición óptima del AMS, en las Figuras 6 y 7 se observa claramente que para ambos criterios y para ambos contenidos de frecuencia, se encuentra en el borde rígido para sistemas torsionalmente flexibles y en el borde flexible para sistemas torsionalmente híbridos y rígidos.

En las Figuras 8 y 9 se analiza el comportamiento de los parámetros óptimos a medida que la estructura incursiona en el rango no lineal. Para esto se grafica la frecuencia y posición óptimas del AMS en función del factor de reducción R . Al igual que los gráficos anteriores en la primera fila se muestran los resultados para la frecuencia óptima FO del AMS normalizada por ω_s y las frecuencias naturales lineales equivalentes FLE de la estructura sin AMS. En la segunda fila se grafica la posición óptima del TMD normalizada por el largo, $p_x^{(opt)/a}$. Estos valores

fueron obtenidos para una estructura con parámetros $T_s = 1.5$ s, $\xi_s = 0.05$, $\Omega_s = [0.7, 1.0, 1.3]$, $\mu = 0.02$, $e_x/\rho = 0.3$, $R = 5$, $n = 1$ y $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 0.5$. Los resultados muestran que a medida que aumenta el factor de reducción, en procesos de ancho de banda amplio, la frecuencia se va desintonizando a medida que la estructura va haciéndose más no lineal para todas las razones de frecuencia torsional. En cambio, para procesos de ancho de banda angosto, la razón de frecuencias es independiente de la no linealidad de la estructura y se sintoniza con la frecuencia predominante del input. En cuanto a la posición óptima, se observa que ésta es insensible al grado de no linealidad de la estructura y se ubica en el borde rígido para estructuras torsionalmente flexibles y en el borde flexible para estructuras torsionalmente híbridas y rígidas, de acuerdo a lo observado para una excentricidad normalizada de 0.3.

Las Figuras 10 y 11 muestran en la primera fila la energía histerética disipada por cada plano resistente, con y sin AMS, normalizada por la energía del sistema simétrico. En la segunda fila se entrega la desviación estándar de la deformación de los bordes, con y sin AMS, normalizada por la deformación del sistema simétrico, para el proceso

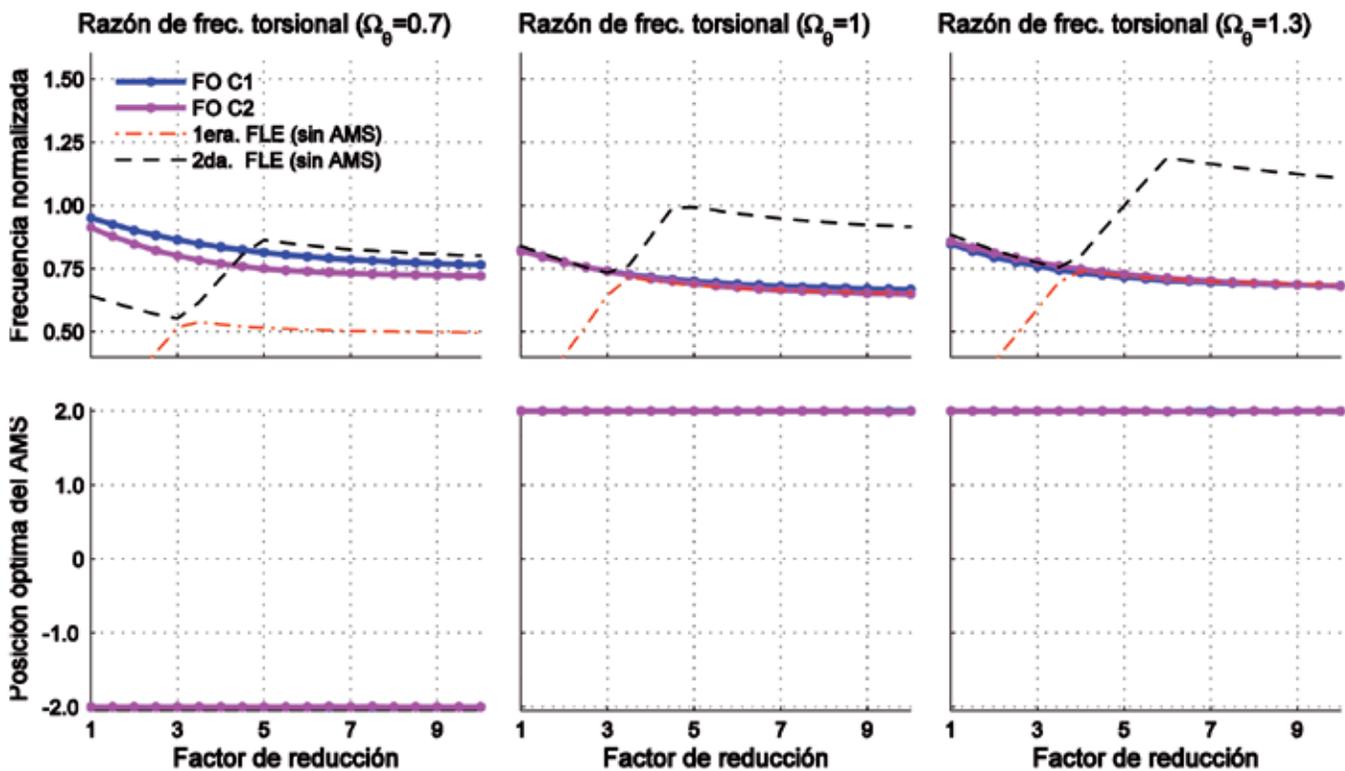


Figura 8: Frecuencia y posición óptimas del AMS según criterios C1 y C2, AB amplio ($T_s = 1.5$ s, $\xi_s = 0.05$, $\mu = 0.02$, $e_x/\rho = 0.3$, $n = 1$ y $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 0.5$).

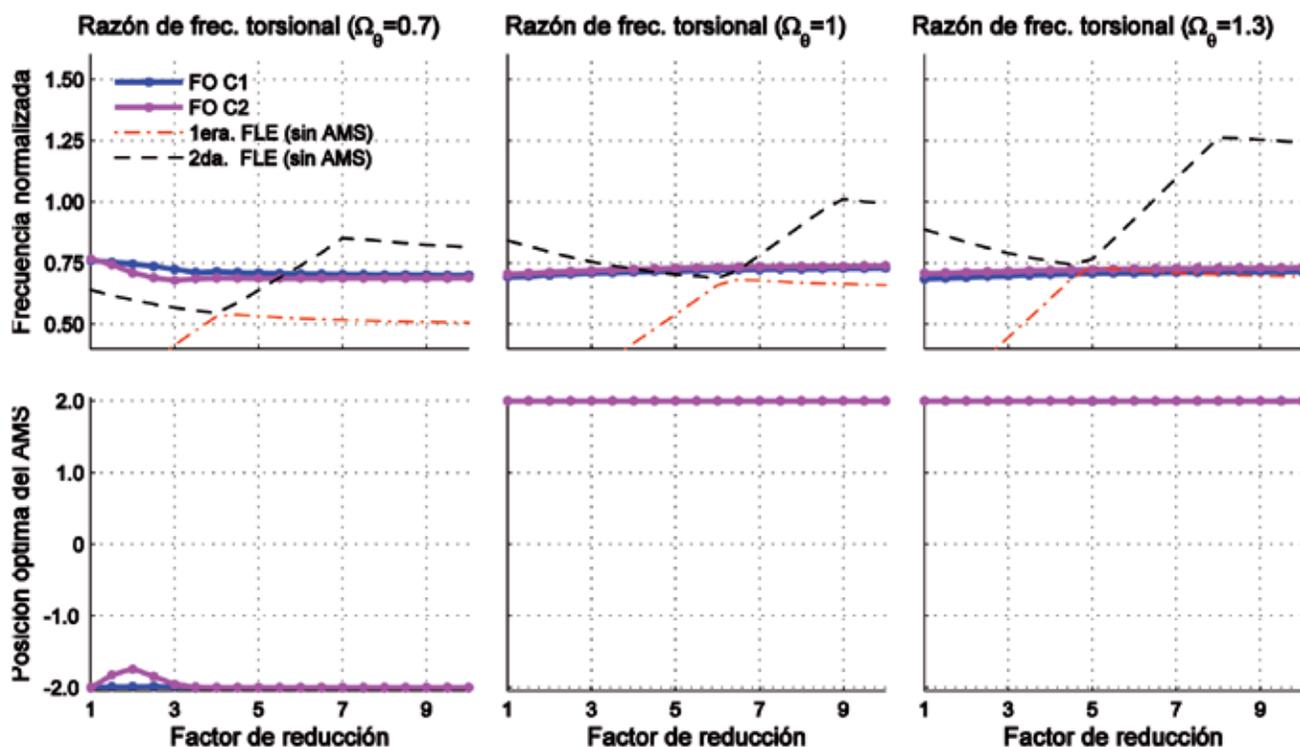


Figura 9: Frecuencia y posición óptimas del AMS según criterios C1 y C2, AB angosto ($T_s = 1.5$ s, $\xi_s = 0.05$, $\mu = 0.02$, $e_s/\rho = 0.3$, $n = 1$ y $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 0.5$).

de AB amplio (Figura 10) y AB angosto (Figura 11) para $T_s = 2$ s, $\xi_s = 0.05$, $\Omega_s = [0.7, 1.0, 1.3]$, $\mu = 0.02$, $R = 5$, $n = 1$ y $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 0.5$, para el primer criterio de optimización C1. Se aprecia que, para procesos de ancho de banda amplio, el balance de energía histerética y de bordes se produce solo en rangos de excentricidad pequeños, produciéndose hasta la excentricidad asociada a la posición límite de optimización del AMS, correspondiente al borde de la planta. Si bien es cierto no se cumple ni balance de energía histerética, ni de deformación de bordes para excentricidades mayores, la inclusión del AMS sí permite el balance de energía histerética y de deformaciones con respecto a una estructura sin AMS, aunque para excentricidades pequeñas. Para procesos de ancho de banda angosto se aprecia que el balance de energía y de deformaciones se produce en un rango más amplio de excentricidades, prácticamente todo el rango de excentricidades considerado, en el caso de estructuras híbridas.

La Figura 12 muestra en la primera fila el coeficiente de correlación $\rho_{u\theta}$ entre la desviación estándar del desplazamiento y giro del centro geométrico de la planta

con respecto a la excentricidad normalizada de la planta, la segunda fila señala la energía histerética normalizada de cada plano resistente con respecto a la energía histerética del sistema simétrico sin AMS, con y sin presencia del dispositivo en el sistema y la tercera fila entrega la desviación estándar de deformación normalizada de los bordes rígidos y flexibles, para una estructura con $T_s = 2$ s, $\xi_s = 0.05$, $\Omega_s = [0.7, 1.0, 1.3]$, $\mu = 0.02$, $R = 2$, $n = 1$ y $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 0.5$. Para procesos de AB amplio, se observa que el AMS permite balance de energía histerética de los planos no lineales, pero para excentricidades muy bajas. Por otra parte, el AMS contribuye a reducir la sincronización de desplazamientos y giro de planta, ya que $\rho_{u\theta}$ se acerca en todos los casos a 0. Sin embargo, se logra el balance torsional ($\rho_{u\theta} = 0$) solo a bajas excentricidades. Las estructuras de rigidez torsional intermedia, tienden a estar balanceadas de forma natural para un rango de excentricidades mayor. De la comparación entre el coeficiente de correlación calculado y el balance de deformación de bordes obtenidos se puede comprobar que la minimización del coeficiente de correlación en el funcional de daño, efectivamente permite verificar balance torsional.

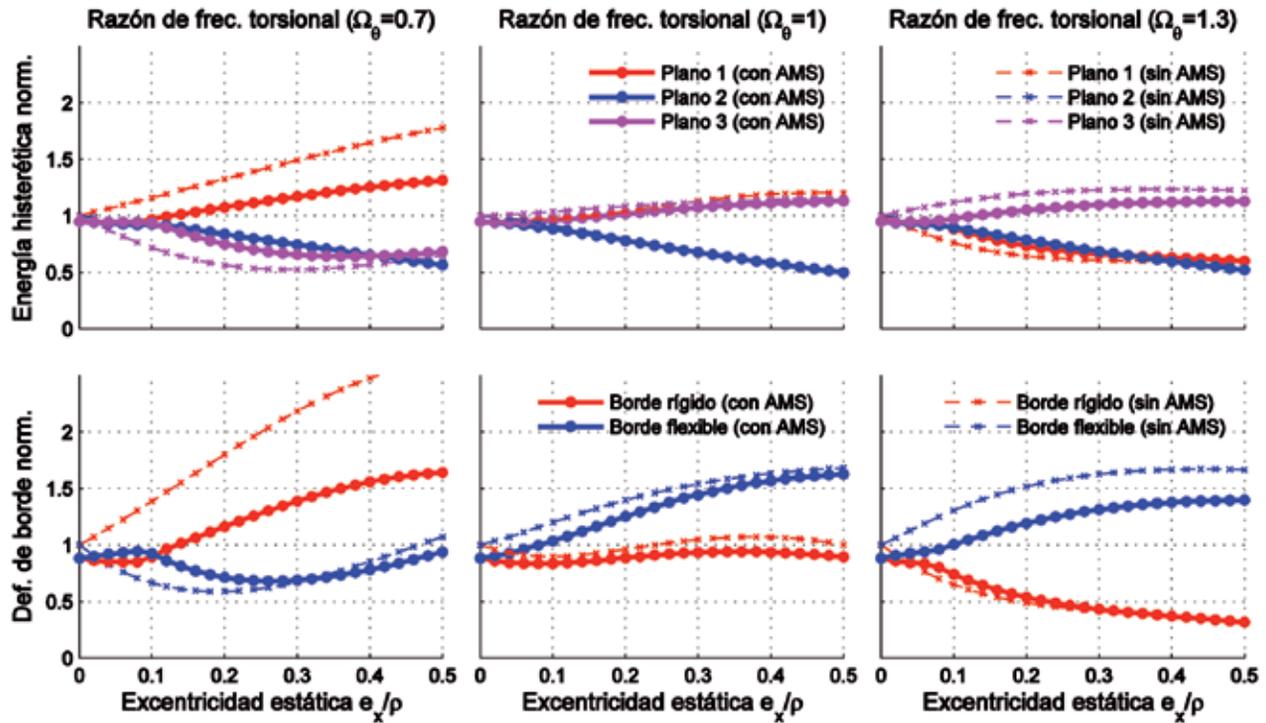


Figura 10: Energía y varianza de deformaciones de borde normalizadas según Criterio 1, AB amplio ($T_s = 2$ s, $\xi_s = 0.05$, $\mu = 0.02$, $R = 5$, $n = 1$ y $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 0.5$).

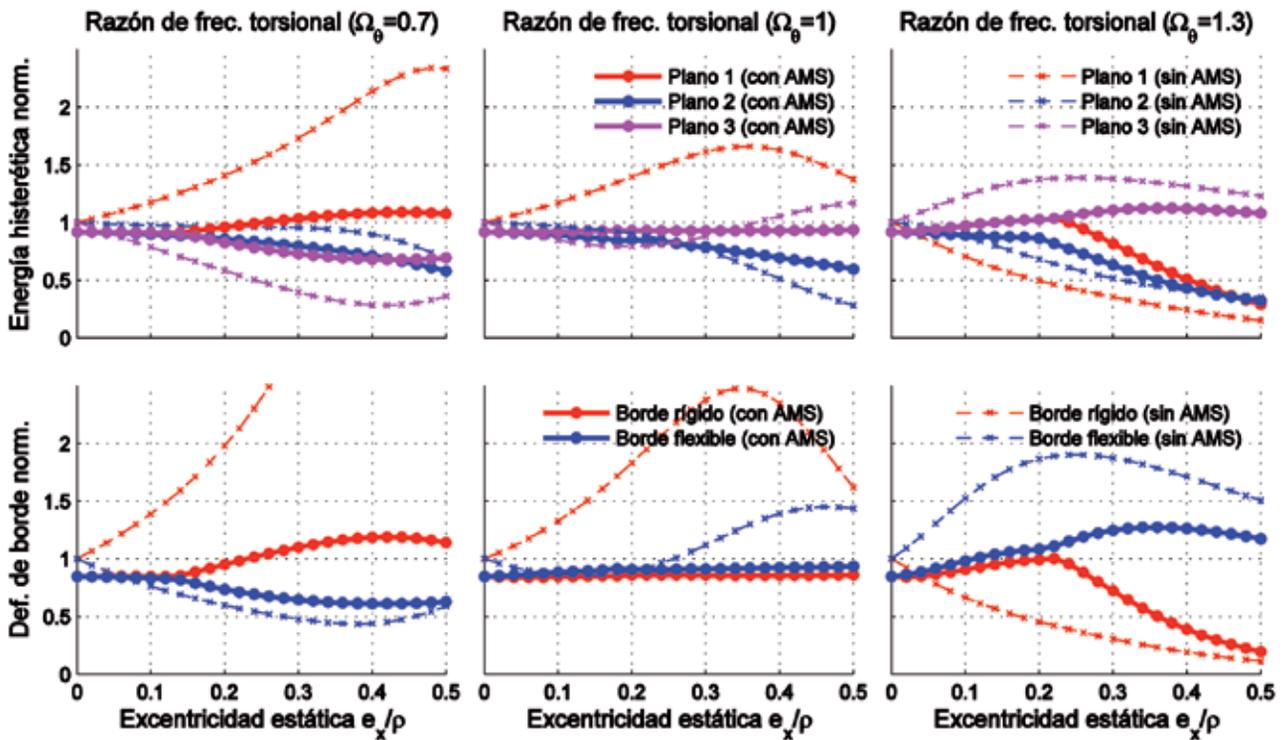


Figura 11: Energía y varianza de deformaciones de borde normalizadas según Criterio 1, AB angosto ($T_s = 2$ s, $\xi_s = 0.05$, $\mu = 0.02$, $R = 5$, $n = 1$ y $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 0.5$).

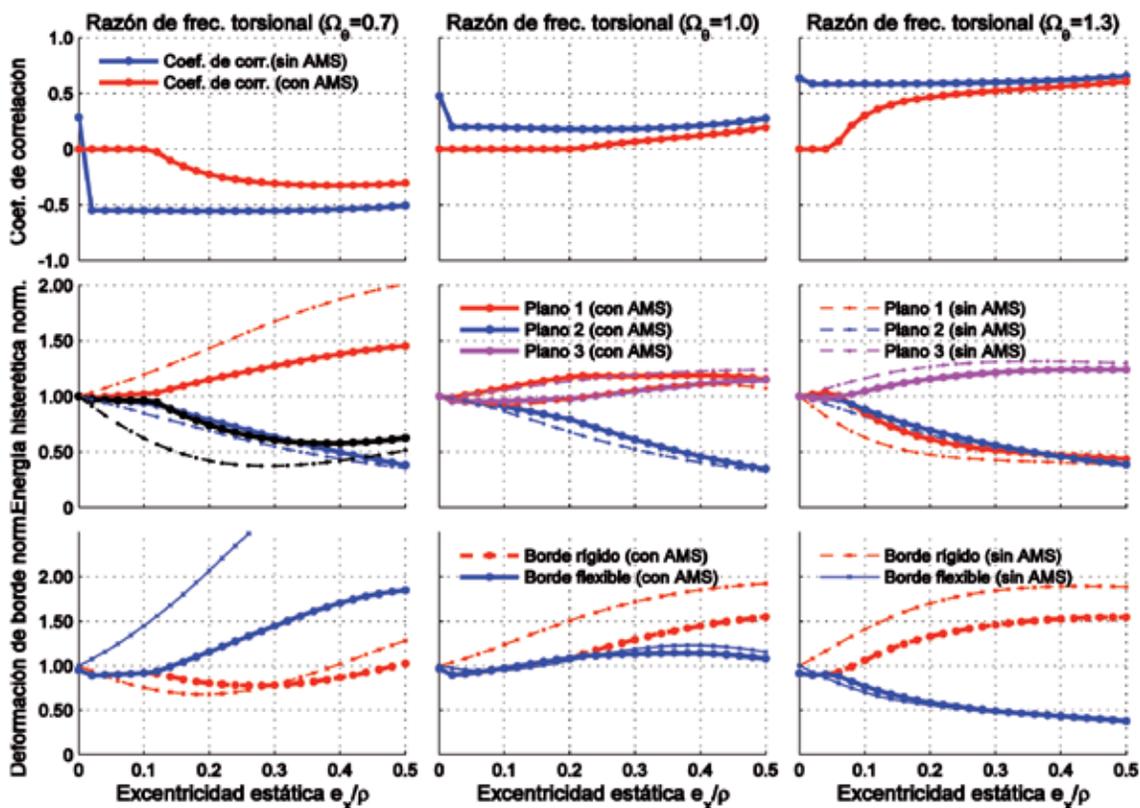


Figura 12: Coeficiente de correlación, razón de energía histerética y razón de desviación estándar de deformaciones de borde de la estructura. Proceso de AB amplio según Criterio 2 ($T_s = 2$ s, $\xi_s = 0.05$, $\mu = 0.02$, $R = 5$, $n = 1$ y $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 0.5$)

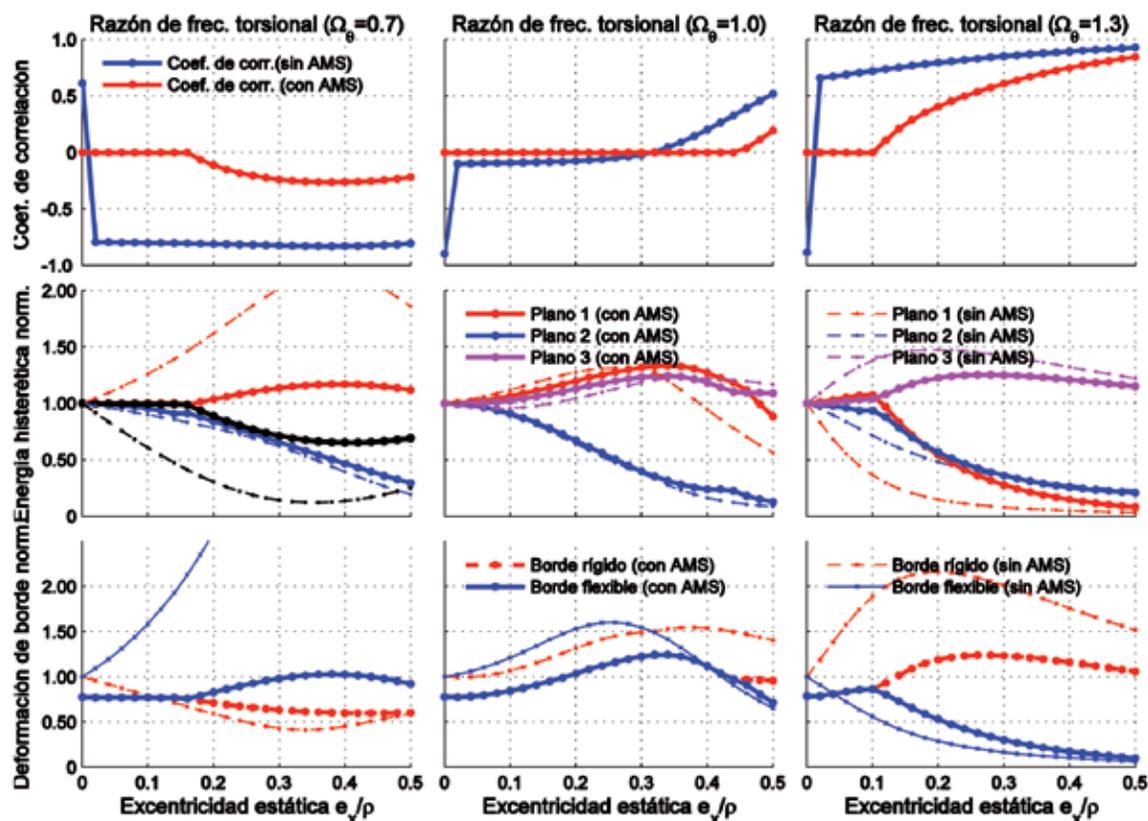


Figura 13: Coeficiente de correlación, razón de energía histerética y razón de desviación estándar de deformaciones de borde de la estructura. Proceso de AB angosto según Criterio 2 ($T_s = 2$ s, $\xi_s = 0.05$, $\mu = 0.02$, $R = 5$, $n = 1$ y $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 0.5$)

La Figura 13 muestra el coeficiente de correlación $\rho_{u\theta}$ del sistema con respecto a la excentricidad normalizada de la planta, la energía histerética normalizada de cada plano resistente, con y sin presencia de AMS en el sistema y la desviación estándar de deformación normalizada de los bordes rígidos y flexibles para la misma estructura de la Figura 12 para un proceso de AB angosto, la distribución de ellos es análoga a la Figura 12. Se observa un comportamiento similar para la energía histerética, produciéndose un balance de energía histerética de los tres ejes, pero en un rango de excentricidades mayor. Por otra parte, la inclusión del AMS en la estructura produce balance torsional en un rango de excentricidades mayor que en el caso de AB amplio, alcanzando casi todo el rango de excentricidades para estructuras torsionalmente híbridas.

Las Figuras 14 y 15 muestran las razones de energía y desviación estándar de los bordes con AMS con respecto a la misma estructura sin AMS, con el objetivo de analizar la eficiencia del AMS. Las propiedades de la estructuras son $T_s = 2$ s, $\xi_s = 0.05$, $\mu = 0.02$, $R = 5$, $n = 1$ y $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 0.5$) y está sometida a un proceso de AB amplio (Figura 14)

y a un proceso de AB angosto (Figura 15). En la primera fila se entregan las razones de energía histerética de los tres planos no lineales y en la segunda las razones de la desviación estándar de desplazamiento para el borde rígido y el borde flexible. Se observa que tanto en procesos de AB amplio, como de AB angosto, en el eje en que se ubica el AMS es donde se obtiene la mayor reducción de energía disipada, mientras en los demás amplifica. Se observa que en todos los casos la mayor amplificación o reducción se produce para el criterio 2. Se observa también que en estructuras torsionalmente híbridas sometidas a procesos de AB amplio prácticamente no hay reducción ni tampoco amplificación de la razón de desplazamiento. Para el proceso de AB angosto el aumento de energía disipada es considerablemente mayor, ya que el comportamiento de la estructura sin AMS muestra una distribución muy desigual de la energía disipada por cada plano resistente, lo que se traduce en planos con valores de energía disipada muy pequeños, que producen valores de razón de energía disipada muy altos. Se observa también que las reducciones y amplificaciones son mayores en el caso de excitaciones de AB angosto, en especial para el criterio 2.

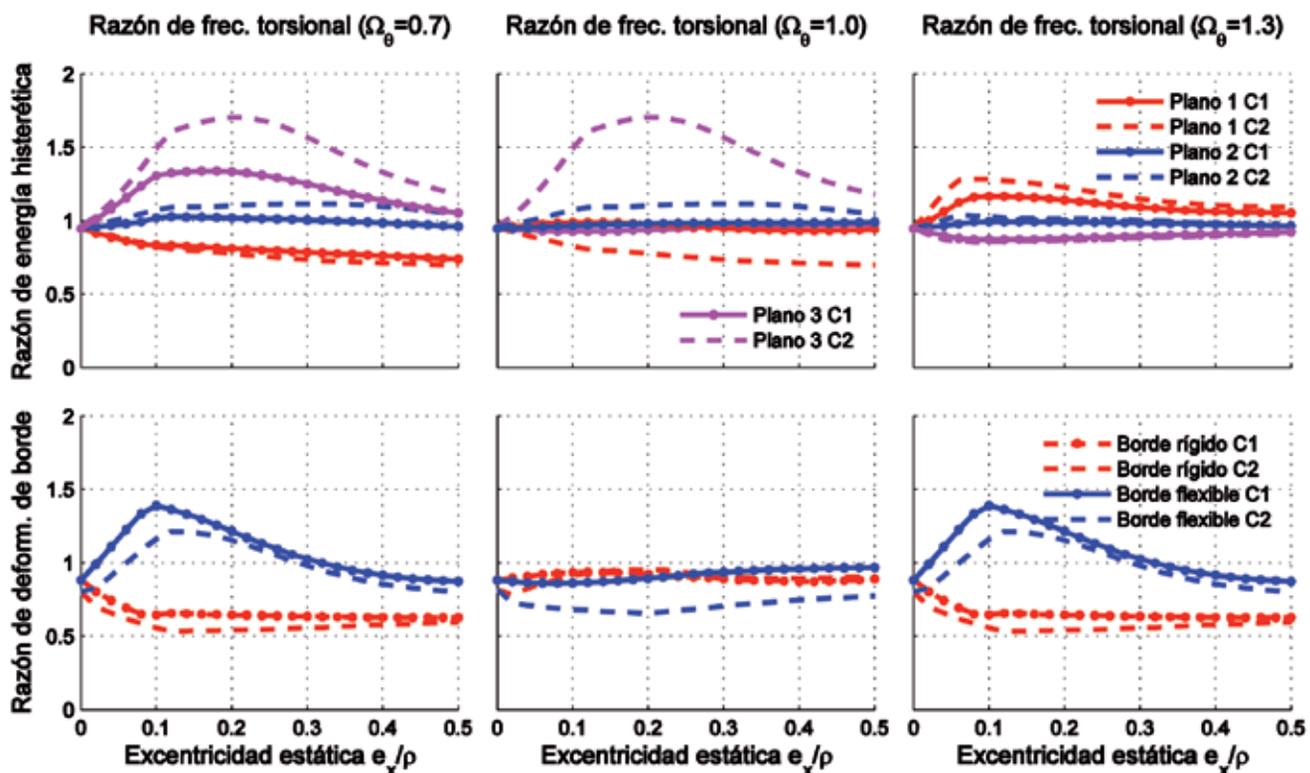


Figura 14: Razón de energía y varianza de deformaciones de borde, AB amplio (AMS / AMS) ($T_s = 2$ s, $\xi_s = 0.05$, $\mu = 0.02$, $R = 5$, $n = 1$ y $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 0.5$)

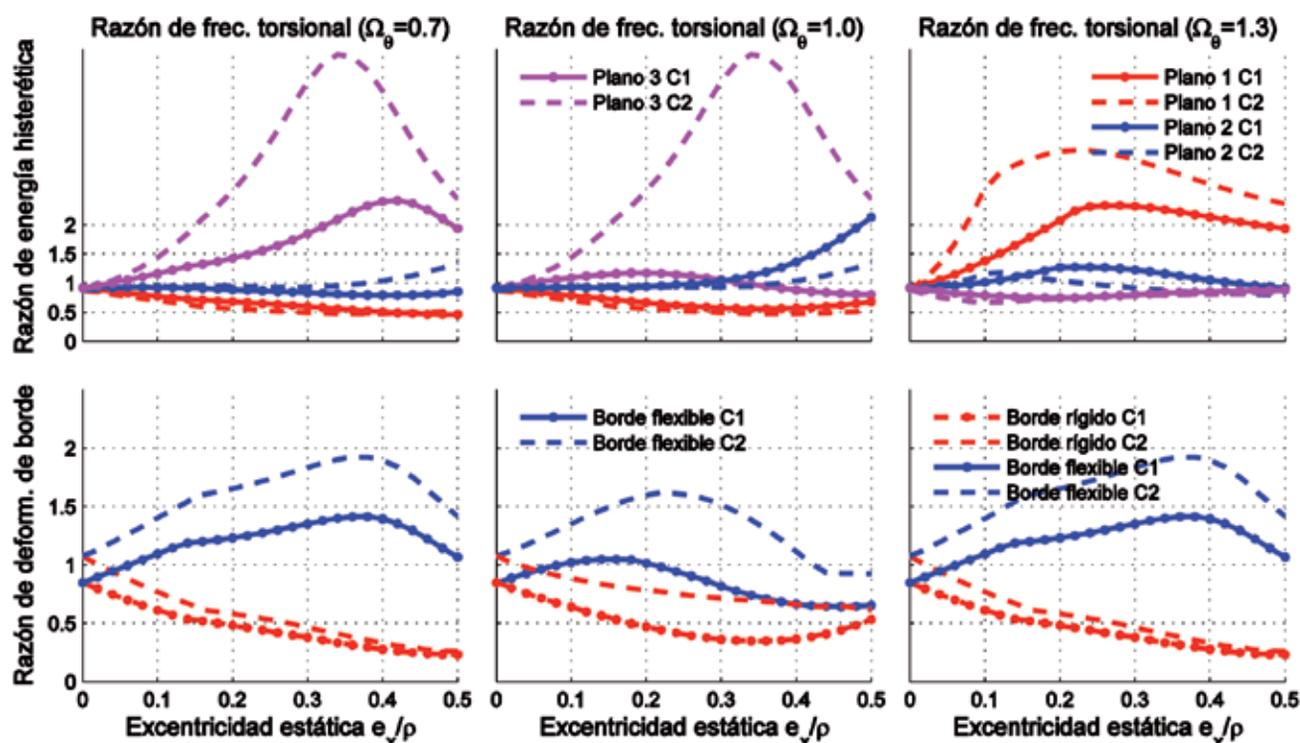


Figura 15: Razón de energía y varianza de deformaciones de borde, AB angosto ($\epsilon_{AMS} / \epsilon_{AMS}$) ($T_s = 2$ s, $\xi_s = 0.05$, $\mu = 0.02$, $R = 5$, $n = 1$ y $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 0.5$)

Conclusiones

De esta investigación se puede concluir que ambos criterios de optimización son muy sensibles tanto a la posición como a la frecuencia del AMS. Sin embargo, se observa una insensibilidad de los funcionales con respecto al amortiguamiento del AMS, por lo que este parámetro no afecta significativamente en la respuesta óptima del sistema. En cuanto al comportamiento de los parámetros óptimos del AMS para ambos criterios, se observó que para el caso de AB amplio, la frecuencia del AMS tiende a sintonizarse con la frecuencia lineal equivalente del modo predominante, mientras que para el caso de AB angosto, el AMS tiende a sintonizarse con la frecuencia dominante de la excitación sísmica. La posición óptima del AMS tiende a situarse en el borde que presenta mayor daño con la estructura sin AMS, en los criterios utilizados. En ambos criterios para procesos de AB amplio, a medida que la estructura incursiona más en el rango no lineal, el AMS se va desintonizando con respecto a la frecuencia óptima del caso lineal, mientras que en procesos de AB angosto, la frecuencia óptima es independiente del grado

de no linealidad de la estructura. Sólo se logra balancear el daño en los ejes resistentes de la estructura para valores de excentricidad bajos (en promedio $e_s/\rho < 0.1$) hasta que la posición del AMS llega al borde de la planta, para los dos criterios. La implementación del AMS en estructuras asimétricas no lineales logra reducir la energía disipada, del sistema asimétrico con respecto al sistema no controlado asimétrico, del eje resistente más cercano a la ubicación del dispositivo, provocando una amplificación en los ejes restantes.

Agradecimientos

Esta investigación ha sido financiada por la Universidad del Bío-Bío a través de Proyecto Regular de Investigación DIUBB 086414 2/R. Los autores agradecen el apoyo recibido. También los autores agradecen al Dr. José Luis Almazán de la Pontificia Universidad Católica de Chile, al Dr. Patricio Álvarez y al Dr. Álvaro Suazo de la Universidad del Bío-Bío por su colaboración en la revisión del manuscrito.

Referencias

- Almazán, J.L., Espinoza, G. and Aguirre, J.J. (2012). Torsional balance of asymmetric structures by means of tuned mass dampers. *Engineering Structures* 42, 308-328
- Baber, T.T. and Wen, Y.K. (1981). Random vibration hysteretic, degrading systems. *Journal of the Engineering Mechanics Division* 107(6), 1069-1087
- Benavente-Climent, A., Morillas, L. and Escolano-Margarit, D. (2014). Inelastic torsional seismic response of nominally symmetric reinforced concrete frame structures: Shaking table tests. *Engineering Structures* 80, 109-117
- Bouc, R. (1967). Forced vibration of mechanical systems with hysteresis. *Fourth Conference on Nonlinear Oscillation*, Prague, Czechoslovakia
- Bouc, R. (1969). *Modèle mathématique d'hystérésis et application aux systèmes à un degré de liberté*. Thèse Sc. Phys., University d'Aix-Marseille, France (en Francés)
- Clough, R.W. and Penzien, J. (1975). *Dynamics of structures*. 2nd edition, McGraw-Hill
- Den Hartog, J. P. (1947). *Mechanical vibrations*. McGraw-Hill
- Jangid, R.S. and Datta, T.K. (1997). Performance of multiple tuned mass dampers for torsionally couple system. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 26(3), 307-317
- Kwok, K.C.S. and Samali, B. (1995). Performance of tuned mass dampers under wind loads. *Engineering Structures* 17(9), 655-667
- Lin, C.C., Ueng, J.M. and Huang, T.C. (2000). Seismic response reduction of irregular buildings using pasive tuned mass dampers. *Engineering Structures* 22(5), 513-524
- Lin, J.L., Wang, W.C. and Tsai, K.C. (2016). Suitability of using the torsional amplification factor to amplify accidental torsion. *Engineering Structures* 127, 1-17
- NCh2745 (2003). Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile
- Sgobba, S. and Marano, G.C. (2010). Optimum design of linear tuned mass dampers for structures with nonlinear behaviour. *Mechanical Systems and Signal Processing* 26(6), 1739-1755
- Singh, M.P., Singh, S. and Moreschi, L.M. (2002). Tuned mass dampers for response control of torsional buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31(4), 749-769
- Soto-Brito, R. and Ruiz, S. (1999). Influence of ground motion intensity on the effectiveness of tuned mass dampers. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 28(11), 1255-1271
- Ueng, J.M., Lin, C.C. and Wang, J.F. (2008). Practical design issues of tuned mass dampers for torsionally coupled buildings under earthquake loadings. *The Structural Desing of Tall and Special Buildings* 17(1), 133-165
- Villaverde, R. (1994). Seismic control of structures with damped resonant appendages. *1st World Conference on Structural Control*, Los Angeles, California, USA, vol. 1, 113-122
- Wen, Y.K. (1976). Method for random vibration of hysteretic systems. *Journal of the Engineering Mechanics Division* 102(2), 249-263
- Wong, K.K. (2008). Seismic energy dissipation of inelastic structures with tuned mass dampers. *Journal of Engineering Mechanics* 134(2), 163-172
- Zhang, Z. and Balendra, T. (2013). Passive control of bilinear hysteretic structures by tuned mass damper for narrow band seismic motions. *Engineering Structures* 54, 103-111



Simple estimation of the maximum elastic roof displacement of a slender cantilever RC wall accounting for dynamic effects

Estimación simple del desplazamiento elástico máximo de techo de un muro esbelto de hormigón armado en voladizo considerando efectos dinámicos

Fecha de entrega: 18 de octubre 2017

Fecha de aceptación: 8 de marzo 2018

Patricio Quintana Gallo

Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Valparaíso, General Cruz 222, Piso 4, Valparaíso, Chile, patricio.quintana@uv.cl

This article presents a simple method for estimating the maximum elastic roof displacement of a slender cantilever reinforced concrete RC wall, accounting for dynamic effects, named δ_{ie}^y . The formulation computes δ_{ie}^y as a function of an equivalent concentrated lateral load, acting at an equivalent height h_v . The dynamic effects are included by calculating the equivalent height of a load pattern representative of the first mode of vibration, h_1 , and reducing it to be consistent with a lateral load distribution that imposes a deformed shape representative of higher modes upon the wall. This is executed when dividing h_1 by the dynamic amplification factor ω_v , previously defined for capacity-based shear design. The displacement δ_{ie}^y is obtained by imposing nominal yielding conditions at the critical cross-section of the wall, for the lateral load acting at the reduced height h_v . Including well-established expressions for the nominal yielding curvature of RC cross-sections, a new formula for computing the maximum elastic top lateral drift ratio of the wall as a function of dimensionless numbers associated to the wall geometry, topology, and reinforcing steel is proposed. Using an example, it is shown that the novel expression provides more conservative results compared to those obtained with classical and recently proposed formulas, noting that this results into larger extensions of horizontal boundary confinement elements of a wall, for the same ultimate roof displacement. To conclude, the formulation is presented in a way suitable for its implementation within the Chilean code, and in simplified versions useful for quick hand calculations.

Keywords: reinforced concrete RC, slender cantilever wall, lateral roof displacement, elastic limit, dynamic effects

Este artículo presenta un método simple para estimar el desplazamiento elástico máximo de techo de un muro esbelto de hormigón armado en voladizo, incluyendo efectos dinámicos, llamado δ_{ie}^y . La formulación calcula δ_{ie}^y en función de una fuerza lateral equivalente, ubicada en una altura equivalente h_v . Los efectos dinámicos son incluidos calculando la altura equivalente asociada a una distribución de cargas laterales representativa del primer modo, h_1 , reduciéndola para ser consistente con un patrón de cargas laterales que impone una deformada representativa de modos superiores de vibrar sobre el muro. Esto se ejecuta dividiendo h_1 por el factor de amplificación dinámica ω_v , definido previamente para diseño al corte por capacidad. El desplazamiento δ_{ie}^y se obtiene al imponer condiciones de fluencia nominal en la sección crítica del muro, para la carga equivalente aplicada en h_v . Añadiendo expresiones bien establecidas para calcular la curvatura nominal de fluencia de secciones transversales de miembros de hormigón armado, se presenta una nueva fórmula para calcular la máxima razón de desplazamiento elástico de techo, en función de números adimensionales que dependen de la geometría, topología, y acero de refuerzo del muro. Usando un ejemplo, se demuestra que el nuevo método provee valores más conservadores que otros propuestos anteriormente, notando que esto resulta en mayores extensiones horizontales de elementos de borde, para el mismo desplazamiento último de techo. Para concluir, la formulación se presenta en una forma apta para ser implementada en la regulación sísmica chilena, y en versiones simplificadas útiles para cálculos a mano.

Palabras claves: hormigón armado, muro esbelto en voladizo, desplazamiento lateral de techo, límite elástico, efectos dinámicos

Introduction

The seismic demands placed upon reinforced concrete RC walls can be visualized as a set of equivalent lateral loads with not necessarily equal magnitude at every floor level. The trivial case of this is a uniform distribution. To evaluate the maximum elastic (or nominal yielding) displacement of a cantilever wall at the roof level, the so called inverted triangle distribution is typically used. This corresponds to a linear variation of the lateral load with a maximum at the roof (top) level, and equal to zero at the base (*e.g.* Wallace and Moehle, 1992). Alternatively, it is often assumed that all the equivalent lateral load is concentrated at the roof level, as in direct displacement based design procedures (Priestley and Kowalsky, 1998; Paulay, 2002; Priestley *et al.*, 2007), and previous design guides (Park and Paulay, 1975, Paulay and Priestley, 1993).

The load patterns mentioned in the previous paragraph are aimed at imposing a deflected shape representative of the first mode of vibration of the wall. Nevertheless, it is acknowledged that the actual distribution of equivalent lateral forces along the height of the wall varies in time, and depends on the relative predominance of the modes of vibration and their periods, not only the first one. The consequence is a possible overestimation of the maximum elastic roof displacement of cantilever walls, generically named δ_{ie} , when calculated per the aforementioned assumptions.

In the following, a simple method built upon the analogy with a cantilever beam loaded with a concentrated vertical force at a given distance from the support is presented. The deflection at the top of a cantilever wall within the elastic range, generically named δ_s , is calculated as the result of the action of a lumped lateral load V , placed at a height h from the critical section, such that it produces the same reactions at the base of the wall, compared to a distributed load pattern. Firstly, h is calculated for the first mode of vibration, such that $h = h_1$. Subsequently, the formulation incorporates a reduction of h_1 via ω_v , a dynamic amplification factor (Paulay and Priestley, 1992; Priestley *et al.*, 2007; Rutenberg, 2013), to account for dynamic effects in the calculation of δ_s , as initially proposed by Paulay and Priestley (1992) for estimating the shear demands placed upon RC walls during earthquakes, following capacity design principles. Finally, by imposing

yielding conditions at the critical section of the wall, such that $\delta_{ie} = \delta_{ie}^v$, the maximum elastic roof displacement that accounts for dynamic effects, is calculated.

It is shown that the proposed formulae provide a more conservative approach for estimating δ_{ie} , compared to others proposed in the literature (*e.g.* Wallace and Moehle, 1992; Priestley *et al.*, 2007; Massone *et al.*, 2015).

Equivalent lateral load location, dynamic effects and shear demands

In the approach introduced in this article, the lateral load pattern corresponding to the equivalent lateral seismic actions along the height of the wall, is represented by an equivalent concentrated lateral load V . Per equilibrium, this force is equal to the shear at the base of the wall, and is located at $h = M/V$, where M is the overturning moment at the base of the wall (the critical section in this case) produced by V . Figure 1 presents two scenarios for this location: (1) $V = V_1$ and $h = h_1$, the lateral force and its location associated to the first mode; and (2) $V = V_v$ and $h = h_v$, the lateral force and its location which account for the dynamic effects produced by the higher modes.

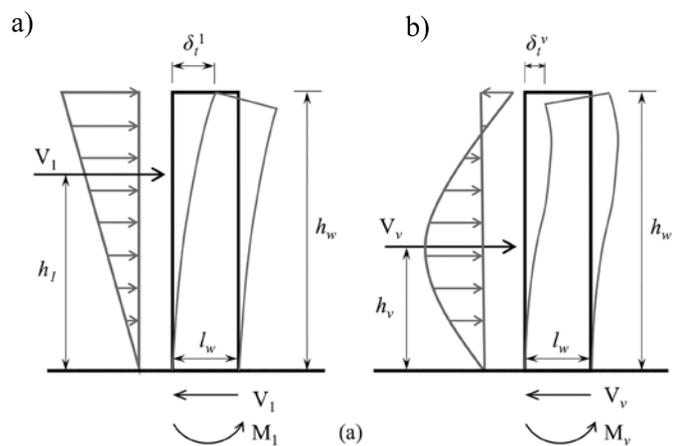


Figure 1: Equivalent lateral load and its location: a) inverted triangle distribution, first mode deflected shape and b) higher-mode load distribution and deflected shape

Figure 1a shows the equilibrium scenario of a slender cantilever wall subjected to an inverted triangle load distribution, associated to the first mode of vibration. In this case, the position of the equivalent load V_1 , is $h_1 = 2/3h_w$, by definition. In the limit at the onset of the nominal yielding, *i.e.* when $M_1 = M_y$ and the curvature $\phi = \phi_y$ at the



base of the wall, the base shear and equivalent lateral load is well determined by (1), such that:

$$V_1 = M_1/h_1 = M_y/h_1 = \frac{3}{2}M_y/h_w \quad (1)$$

The resulting δ_i associated to this scenario is named δ_i^1 , where the superscript '1' refer to the first mode. When yielding is reached at the critical section of the wall, this displacement is referred to as the maximum elastic displacement, and is named δ_{ie}^1 . This displacement is obtained by double integration of the curvature diagram over h_w , assuming EI constant (Wallace and Moehle, 1992) and is given by (2):

$$\delta_{ie}^1 = \frac{11}{40} \phi_y h_w^2 \quad (2)$$

Figure 1b shows a different situation, where the load distribution is not fully determined, but it imposes a deflected shape representative of higher-modes of vibration upon the wall, such that the equivalent lateral force is V_v . If in this case the elastic limit at the base of the wall is also imposed, $M_v = M_y$, with M_v the bending moment at the base of the wall due to the higher-mode load pattern. As depicted in Figure 1, h_v is smaller than h_1 , such that $h_v = h_1/\omega_v$, with $\omega_v > 1.0$, the dynamic amplification factor.

One consequence of the above is that the base shear V_v , depends not only on M_y and h_w , but also on ω_v , such that:

$$V_v = M_y/(h_1/\omega_v) = \frac{3}{2}\omega_v M_y/h_w = \omega_v V_1 \quad (3)$$

This is the principle behind the capacity-based procedure for shear design originally proposed by Paulay and Priestley in 1992. Nevertheless, as this method focuses on an ultimate limit state, the over-strength of the resisting moment at the base of the wall must be included, *e.g.* via $\Omega_o = \lambda M_n/M_y$, where the probable resisting moment at the base of the wall is defined as the nominal resisting moment M_n times a factor $\lambda > 1.0$ that accounts for hardening, and an increased yielding stress of the reinforcing steel with respect to the nominal value. In this situation, the capacity-based shear demand is given by (4):

$$V_{v,0} = \Omega_o \omega_v V_1 \quad (4)$$

a well-established formula since 1992 (Paulay and Priestley, 1992; SNZ 3101, 2006). It is important to recall

that the first-mode reference force V_1 is equal to the base shear resulting from the application of the lateral load distribution shown in Figure 1a, or, alternatively, of the equivalent lateral loads prescribed by codes, as required by SNZ 3101 (2006), for example. In any case, V_1 should not be the shear obtained with a modal spectral analysis and a certain modal combination, because it already includes the effect of the higher modes, in a different way. Hence, this effect would be doubled when including the factor ω_v in the procedure.

A second implication of $h_v < h_1$, as explained later, is that $\delta_{ie}^v < \delta_{ie}^1$. An analytical expression for δ_{ie}^v defined for the situation depicted in Figure 1b to evaluate differences with δ_{ie}^1 , however, had not been proposed yet. This can be partially attributed to the lack of an *ad hoc* intuitive lateral load distribution representative of that shown in Figure 1b (such as the inverted triangle for the first mode), which would allow obtaining δ_{ie}^v by double integration of the curvature diagram along the height of the wall, as for obtaining (2). This could also be partially due to the belief that the elastic limit at the base of the wall can only be reached with a deformed shape representative of the first mode, as typically the maximum inelastic response of the wall is assumed to occur whilst it deforms in this situation (*e.g.* in Priestley *et al.*, 2007).

In the following, an analytical expression for calculating δ_{ie}^v , which uses the conceptual features of the dynamic amplification factor ω_v is developed.

Lateral roof displacement including dynamic effects

Consider a cantilever beam of length L and constant stiffness EI, loaded with a vertical force F located at a distance a from the fixed end, as shown in Figure 2. As can be determined using energy methods, described in most structural analysis textbooks, the vertical displacement Δ at the free end of the cantilever beam shown in Figure 2, considering flexural deformations only, is given by (5):

$$\Delta = \int_0^a \frac{F(x-a)(x-L)}{EI} dx = \frac{Fa^2}{6EI} (3L - a) \quad (5)$$

Similarly, referring to Figure 1b, the lateral displacement at the top of a slender cantilever wall in the elastic range, δ_i^v , produced by the lateral load V_v , acting at the height h_v ,

is:

$$\delta_t^v = \frac{V_v h_v^2}{6EI} (3h_w - h_v) \quad (6)$$

where, EI is the flexural stiffness of the cross-section of the wall (moment-curvature stiffness). Note that the right hand side of (5) is valid only if EI is constant along the height of the wall. In this case, as a first approximation, whose limitations are included at the end of this article, EI is taken constant along h_w , and equal to that of the critical cross-section of the wall, as explained below.

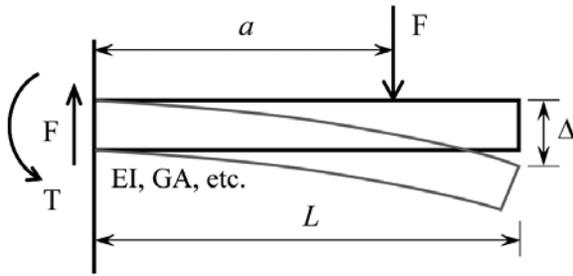


Figure 2: Cantilever beam analogy

With reference to Figure 1b, by equilibrium, $M_v = V_v h_v$. Up to the yielding point, in the elastic range, this moment is linearly proportional to the curvature of the cross-section at the base of the wall ϕ , such that $M_v = EI\phi$. Equating these two expressions and rearranging, it follows that:

$$V_v = \frac{EI\phi}{h_v} \quad (7)$$

Replacing (7) into (6), leads to (8):

$$\delta_t^v = \frac{\phi h_v}{6} (3h_w - h_v) \quad (8)$$

In the elastic limit or yielding point, the curvature at the base of the wall is $\phi = \phi_y$, the nominal yielding curvature. This curvature is further defined (Paulay, 2002) as in (9) and (10):

$$\phi_y = (M_y/M'_y)\phi'_y = \frac{(M_y/M'_y)\epsilon_y}{(\beta l_w)} \quad (9)$$

$$\phi_y = \eta(\epsilon_y/l_w) \quad (10)$$

where, M'_y , ϕ'_y and β , are the bending moment, curvature, and neutral axis depth (as a fraction of l_w), respectively, at first yield; and ϵ_y , the yielding strain of the reinforcing steel.

Combining (10) and (9), an expression for η takes the following form:

$$\eta = M_y \phi_y^2 l_w / (M'_y \epsilon_y) \quad (11)$$

It has been shown (Priestley and Kowalsky, 1998; Paulay, 2002; Priestley, 2003) that η is approximately constant, and can be taken as $\eta=2.0$ for rectangular reinforced concrete walls, for example, within a plus minus 15% error (Priestley, 2003). Nevertheless, it is easy to calculate this number on a case by case basis using a sectional analysis and (11).

Imposing $\phi = \phi_y$ in (8), such that $\delta_t^v = \delta_{te}^v$, and using expression (10) for ϕ_y , (8) becomes (12):

$$\delta_{te}^v = \frac{\eta \epsilon_y h_v}{6l_w} (3h_w - h_v) \quad (12)$$

Defining $\alpha = h_1/h_w$, the normalized height of the equivalent first-mode lateral load pattern, and recalling that $h_v = h_1/\omega_v$, (12) can be rewritten as:

$$\delta_{te}^v = \frac{\eta \epsilon_y \alpha h_w}{6l_w \omega_v} \left(3h_w - \frac{\alpha h_w}{\omega_v} \right) \quad (13)$$

Dividing (13) into h_w , and rearranging, it becomes:

$$\frac{\delta_{te}^v}{h_w} = (\alpha/6\omega_v)(3 - \alpha/\omega_v) \eta \epsilon_y \left(\frac{h_w}{l_w} \right) \quad (14)$$

Further, defining $A_r = h_w/l_w$, the aspect ratio of the wall; and $dr_{te}^v = \delta_{te}^v/h_w$, the maximum elastic roof drift ratio including dynamic effects, (14) can be written as:

$$dr_{te}^v = (\alpha/6\omega_v)(3 - \alpha/\omega_v) \eta \epsilon_y A_r \quad (15)$$

(15) is a novel expression that defines the maximum elastic roof displacement capacity of a slender cantilever wall, accounting for dynamic effects, in dimensionless terms. Obviously, when $\omega_v = 1.0$, (15) reduces to the case where $h_v = h_1$, and $dr_{te}^v = dr_{te}^1$, defined in (16):

$$dr_{te}^1 = (\alpha/6)(3 - \alpha) \eta \epsilon_y A_r \quad (16)$$

To construct an expression for comparison with other non-dimensional formulas with the form of (2), (14) is firstly divided by h_w , such that:

$$\frac{\delta_{te}^v}{h_w^2} = (\alpha/6\omega_v)(3 - \alpha/\omega_v) \left(\frac{\eta \epsilon_y}{l_w} \right) \quad (17)$$

Noting that the third factor of the right-hand side of (17) is



equal to ϕ_y , as shown in (10), it follows that:

$$\delta_{ie}^y \phi_y h_w^2 = (\alpha/6\omega_v)(3-\alpha/\omega_v) \quad (18)$$

Defining $\gamma = \delta_{ie}^y / (\phi_y h_w^2)$, and replacing into (18) yields:

$$\gamma = (\alpha/6\omega_v)(3-\alpha/\omega_v) \quad (19)$$

The parameter γ defined in (19) serves for comparison with (2), where $\gamma = 11/40$, as well as with other limits proposed by other researchers, as shown later on.

Selection of ω_v

The variable ω_v depends on the height of the wall, or, indirectly, on the number of storeys of the building, as proposed by Paulay and Priestley (1992). There are several other expressions for ω_v . For a comprehensive review of the literature on this subject, the reader is referred to Rutenberg (2013).

In the formulation of Paulay and Priestley (1992) considered herein, ω_v varies linearly from 1.0 to 1.8 for one and six storeys, and it is limited to 1.8 for buildings of six storeys or more. Nevertheless, based on numerical work done by Quintana Gallo (2008), it is suggested that the upper limit of $\omega_v = 2.0$ be considered. This value is used in the formulation of the simplified expressions presented at the end of this article. On the other hand, the factor ω_v is explicitly included in the general formulation for δ_{ie}^y to allow for the use of *ad hoc* amplification factors if desired.

Example for discussion

As an example for discussion, consider the case of a rectangular cantilever wall with the following properties: $h_w = 25$ m, and $l_w = 5$ m, such that $A_r = 5$. Take $\eta = 2.0$ for a rectangular wall (Priestley and Kowalsky, 1998; Paulay, 2002; Priestley *et al.*, 2007), and consider a steel with $\varepsilon_y = 0.002 = 0.2\%$, as in the Chilean practice. Assume the action of an inverted triangle lateral load distribution (see Figure 1a), such that $\alpha = 2/3$. For now, neglect the dynamic effects, *i.e.* take $\omega_v = 1.0$.

Using the novel expression proposed in (19), $\gamma = 7/27 \approx 0.26$. From the classical expression presented in (2), $\gamma = 11/40 = 0.275$. Hence, expression (19) very closely approximates the elastic displacement obtained with (2) (Wallace and Moehle 1992). Now consider $\alpha = 1$, such

that the equivalent lateral load is located at the roof level. In this case, (19) gives $\gamma = 1/3 \approx 0.33$, the value used in direct displacement based design (Priestley *et al.*, 1998; Paulay, 2002) to estimate the yielding roof displacement of a wall, as initially proposed by Park and Paulay (1975) for cantilever beams.

Now include the dynamic effects. Note that for an inter-storey height, $h_s = 3$ m, typical of the New Zealand construction practice, the equivalent number of storeys of the wall of the example is $n = 25/3 \approx 8.3 > 6$. Note that in Chile h_s is typically equal to 2.6 m, such that n in this case, would be larger than its New Zealand counterpart. Hence, the upper limit of ω_v applies in both cases, and is herein conservatively taken as $\omega_v = 2.0$, as mentioned before. Replacing this and the other data into (19), $\gamma = 4/27 \approx 0.15$, which is significantly smaller than the previously examined values. This approximation is also more conservative than that proposed by Massone *et al.* (2015), for example, who suggest using $\gamma = 0.22$, based on the results of dynamic analyses.

Calculating dr_{ie} for the wall of the example with (16), without consideration of dynamic effects, *i.e.* for the first mode only: $dr_{ie}^1 = (1/9) \cdot (7/3) \cdot 2.0 \cdot 0.002 \cdot 5 = (14/27)\% = 0.52\%$, a result almost identical to that obtained with the classical (2), divided by h_{pl} . On the other hand, considering $\omega_v = 2.0$ and (15): $dr_{ie}^y = (1/18) \cdot (8/3) \cdot 2.0 \cdot 0.002 \cdot 5 = (8/27)\% = 0.30\%$. Again, it is noted that neglecting the dynamic effects implies a significant overestimation of δ_{ie} .

The estimation of δ_{ie} is important in the design and detailing of confinement boundary elements of RC walls, within a plastic-hinge model approach, currently required by the Chilean RC code provisions (DS60, 2011). The reason is that an overestimation of δ_{ie} leads to a smaller required plastic roof displacement δ_{ip} (and equivalently smaller plastic rotations at the base of the wall), for achieving the same ultimate roof lateral displacement δ_{ur} . As a result, smaller horizontal extensions of the boundary confinement elements would be required. Therefore, the approach introduced in this article might serve as a more conservative, yet rational, tool for design.

Complete and simplified proposed expressions

To be considered within the Chilean code requirements,

the following expressions are suggested for computing δ_e^v . For the sake of simplicity, in the following, the scripts v and t are dropped, such that $\delta_e = \delta_e^v$, to be consistent with the nomenclature of DS60 (2011), such that:

$$\frac{\delta_e}{h_w} = (\alpha/6\omega_v)(3 - \alpha/\omega_v) \eta \varepsilon_y A_r \quad (20)$$

with

$$\alpha = h_1/h_w \quad (21)$$

and

$$h_1 = \sum_{k=1}^n h_{1,k} F_{1,k} / \sum_{k=1}^n F_{1,k} \quad (22)$$

where, $F_{1,k}$ and $h_{1,k}$ are the magnitude and height of the lateral force associated to the storey k ($k = 1$ to n), obtained with a code-prescribed equivalent lateral force analysis, e.g. that required by the Chilean standard NCh433 (INN, 2009).

Alternatively, assuming an inverted triangle load pattern, $\alpha = 2/3$. Replacing this value in (20) yields:

$$\frac{\delta_e}{h_w} = \left[\frac{9\omega_v - 2}{27\omega_v^2} \right] \eta \varepsilon_y A_r \quad (23)$$

In both formulations, the parameter η can be calculated using (11), or can be taken as:

$\eta = 2.0$ for rectangular and asymmetric (flanged) walls with the flange in tension,

$\eta = 1.5$ for asymmetric (flanged) walls with the flange in compression.

Further simplification of (23) by taking $\omega_v = 2.0$, it reduces to (24):

$$\frac{\delta_e}{h_w} = \frac{4}{27} \eta \varepsilon_y A_r \quad (24)$$

Note that (24) is appropriate for a single degree of freedom (SDOF) system, where $\alpha = 1/3$ and $\omega_v = 1.0$, by definition. Replacing these values into (20) also leads to (24). Hence, for SDOF systems, (24) should be the equation to refer to.

As a rule of thumb, for rectangular walls, (24) can be additionally simplified taking $\eta = 2.0$, and $\varepsilon_y = 0.2\%$, as in the Chilean practice, such that:

$$\frac{\delta_e}{h_w} = \frac{16}{27000} A_r \approx 0.06 A_r (\%) \quad (25)$$

For walls with flanged cross-sections with the flange acting in compression, the right hand side of (25) should be multiplied by 3/4, as in that case $\eta = 1.5$ instead of 2.0 (Priestley *et al.*, 2007; Quintana Gallo, 2008, 2014).

Finally, note that if one neglects the dynamic effects (*i.e.* $\omega_v = 1.0$), as in a pushover analysis, and uses an inverted triangle load pattern such that $\alpha = 2/3$, as in (20), using $\eta = 2.0$ and $\varepsilon_y = 0.2\%$ leads to:

$$\frac{\delta_e}{h_w} = \frac{28}{270} A_r (\%) \approx 0.1 A_r (\%) \quad (26)$$

Again, for flanged walls with the flange in compression, the right-hand side of (26) should be multiplied by 3/4. By comparison of (25) with (26), it is found that when neglecting the dynamic effects, δ_e is overestimated by approximately 70%, under all the assumptions considered in the simplified versions of (20).

Limitations of the approach and further research

The assumptions made for constructing the formulae introduced in this paper are discussed to open opportunities for its evaluation and rational criticism in the sense of Popper (1963) (see also Miller (1994) and Verdugo (1995)).

Firstly, it was assumed that the cross-section stiffness EI is constant along the height of the wall: this is not true when the wall is placed within a building, in particular, as the axial load decreases with the height, and normally so does the amount of longitudinal reinforcing steel. This results in a decreased M_n in the upper floors, and consequently a reduced flexural stiffness EI , due to both effects. The implication is that, for the same externally imposed lateral load pattern, the curvature of the wall will be larger along its height when the strength variation is included compared to when is not. However, this would traduce into greater values of δ_e compared to those calculated with the aforementioned assumption. Hence, the approximation leads to conservative results.

Secondly, the value of ω_v considered for developing the simplified formulas, might not be appropriate for all cases, and should be understood as a 'current' upper bound, which could well be increased in the future, depending on the evidence.

Lastly, any connection of the wall with the surrounding



structure is neglected. Therefore, at least the coupling effects of the floor slabs and/or beams, which can be more pronounced for walls ending in the façade of a building, are neglected. This, in turn, means neglecting the variation of the axial load imposed to the wall by coupling with the rest of the structure via these members.

As future research to cover some of the aspects outlined above, and critically evaluating the proposed formulae, numerical simulations of a building with rectangular walls of different aspect ratios A_r , modelled with macro and fibre elements, are currently under preparation. Additionally, collaborative efforts with researchers working on the same topic, are expected to provide a more comprehensive evaluation of the approach, when including the results of nonlinear dynamic analyses of buildings with asymmetric (flanged) walls.

Summary

This article provides a simple formulation for calculating the maximum elastic (yielding) roof displacement of a slender cantilever RC wall, accounting for dynamic effects. This displacement is calculated as a function of the equivalent lateral force resulting from a certain lateral load distribution, and its equivalent height, measured from the critical section of the wall. The equivalent height is firstly calculated for a load distribution associated to the first mode of vibration (e.g. an inversed triangle), and is subsequently reduced to account for a load pattern representative of a higher-mode response. The ratio between both heights corresponds to the dynamic amplification factor ($\omega_v > 1.0$) used in capacity-based design for shear actions, as proposed in the past by other researchers. An expression for the maximum lateral roof elastic drift ratio of a slender cantilever wall is formulated, including dimensionless numbers only, using a well-established expression for the yielding curvature of RC members, and assuming that the nominal yielding point at the base of the wall is reached when the equivalent load acts at the reduced height. Developing a common parameter for comparison, and using a simple numerical example, it is shown that the proposed novel formula predicts smaller maximum elastic deflections compared to expressions previously presented in the literature. Finally, different versions of the proposed formulae, with various levels of simplification,

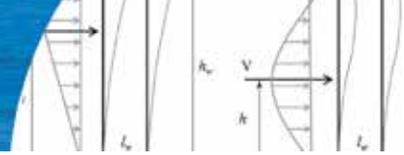
are presented, aiming at its consideration for its use within the Chilean RC code, after a thorough critical evaluation with nonlinear analyses.

Acknowledgements

The author would like to thank Professor Patricio Bonelli and Ms. Rocío Alvarez for presenting him the problem addressed in this article. Thanks to Mr. Joaquín Valenzuela for a suggestion that helped improving Figure 1.

References

- DS61 (2011). Decreto Supremo 61. Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga decreto n° 117, de 2010. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Diario Oficial de la República de Chile, N° 40.133, 8-12 (in Spanish)
- INN (2009). Seismic design of buildings. Norma Chilena Oficial NCh 433 Of.96 modificada 2009, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile (in Spanish)
- Miller, D.W. (1994). *Critical rationalism: a restatement and defence*. Open Court Publishing, Peru, Illinois, USA
- Massone, L.M., Alfaro, J.I., Ahumada, M. and Rojas, F. (2015). Estimación del desplazamiento lateral y curvatura en muros esbeltos. XI Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA 2015, Santiago, paper N°29
- Park, R., and Paulay, T. (1975). *Reinforced concrete structures*. John Wiley & Sons, New York
- Paulay, T. and Priestley, M.J.N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley & Sons, New York
- Paulay, T. and Priestley, M.J.N. (1993). Stability of slender reinforced concrete walls. *ACI Structural Journal* 90(4), 385-392
- Paulay, T. (2002). A displacement-focused seismic design of mixed building systems. *Earthquake Spectra* 18(4), 689-718
- Popper, K. (1963). *Conjectures and refutations*. Routledge, New York
- Priestley, M.J.N. and Kowalsky, M.J. (1998). Aspects of drift and ductility capacity of rectangular cantilever structural walls. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* 31(2), 73-85



Priestley, M.J.N. (2003). Myths and fallacies in earthquake engineering, revisited. The Mallet Milne lecture 2003, IUSS Press, Pavia, Italy

Priestley, M.J.N., Calvi, J.M. and Kowalsky, M.J. (2007). *Displacement-based seismic design of structures*. IUSS Press, Pavia, Italy

Quintana Gallo, P. (2008). *Analytical evaluation of damage in a reinforced concrete building*. MSc thesis, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile (in Spanish)

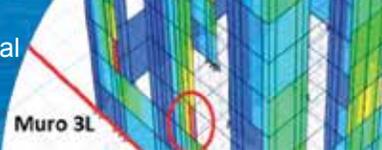
Quintana Gallo, P. (2014). *The nonlinear dynamics involved in the seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings*. PhD thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand

Rutenberg, A. (2013). Seismic shear forces on RC walls: review and bibliography. *Bulletin of Earthquake Engineering* **11**(5), 1727-1751

SNZ 3101 (2006). Concrete Structures Standard. Standards New Zealand, Wellington, New Zealand

Verdugo, C. (1996). La Filosofía de la Ciencia de Popper. *Estudios Públicos* **62**, 181-195 (in Spanish)

Wallace, J.W. and Moehle, J.P. (1992). Ductility and detailing requirements of bearing wall buildings. *Journal of Structural Engineering* **118**(6), 1625-1644



Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena

Determination of the performance level of a residential building based on reinforced concrete walls and designed according to Chilean codes

Fecha de entrega: 3 de julio 2017

Fecha de aceptación: 16 de abril 2018

Ricardo Medina y Juan Music

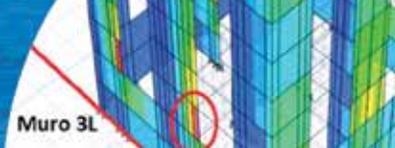
Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica del Norte, Av. Angamos 0610, Antofagasta, Chile, rmedinaf.contacto@gmail.com, jmusic@ucn.cl

Se determina el nivel de desempeño de un edificio estructurado en base a muros de hormigón armado, el cual es diseñado según la normativa chilena vigente (DS60, 2011, DS61, 2011). Para determinar el nivel de desempeño se utiliza el Método de Espectro de Capacidad MEC, el cual superpone el espectro de capacidad y demanda sísmica. El espectro de capacidad se construye a partir de la curva de capacidad estructural del edificio, la cual se obtiene mediante un análisis estático no lineal pushover. Al utilizar esta herramienta se deben incorporar propiedades no lineales a los materiales que componen los muros usando leyes constitutivas (relaciones tensión-deformación). Para el análisis pushover se consideran 3 patrones de carga. Los espectros de demanda sísmica considerados se obtienen según movimientos sísmicos de diseño establecidos por Lagos et al. (2012) provenientes de estudios de riesgo sísmico en edificios chilenos. Además, se considera dos formas para la determinación del espectro de desplazamiento elástico: la establecida en el DS61 (2011) y la señalada por ATC y FEMA. A partir de los puntos de desempeño obtenidos se determinan distintos parámetros, tales como: desplazamientos y cortes por piso y tensiones en los muros. Con el fin de comparar los resultados obtenidos con lo propuesto por Vision 2000, se determina el desplazamiento objetivo (cociente entre desplazamiento de techo y altura del edificio). Se concluye que el edificio analizado cumple, para todos los puntos de desempeño determinados, que el desplazamiento objetivo no supera los límites establecidos por Visión 2000. Finalmente, el nivel de desempeño del edificio, para todos los casos considerados, no supera el operacional, lo cual coincide con la experiencia chilena, según Lagos et al. (2012).

Palabras clave: nivel de desempeño, Vision 2000, método espectro de capacidad, elemento shell multicapa

The performance level of a residential building based on reinforced concrete walls was determined. The building was designed according with the current Chilean regulations (DS60, 2011, DS61, 2011). To determine the performance level, the Capacity Spectrum Method CSM was used, which superimposes the capacity and the seismic demand spectra. Capacity spectrum is built from the structural capacity curve of the building, which is obtained by performing a nonlinear static analysis (pushover). To use this tool, nonlinear properties of the materials must be incorporated in the wall elements using constitutive laws (stress-strain relationships). For the pushover analysis, three load patterns were considered. The seismic demand spectra considered in this study was obtained from design seismic movements proposed by Lagos et al. (2012) based on studies of seismic risk in Chilean buildings. Also two ways for the determination of the elastic displacement spectrum were considered: the one provided by the DS61 (2011) and that provided by ATC and FEMA. Different parameters such as displacement and shear by story and stresses in the walls were determined from the performance points obtained. In order to compare the results obtained in this research with those proposed by Vision 2000, the target displacement (ratio between roof displacement and height of the building) was calculated. As a conclusion, for all determined performance points of the building, the objective displacement does not exceed the limits established by Vision 2000. Also the performance level of the building, for all cases considered, does not exceed the operational level, which coincides with the Chilean experience, according to Lagos et al. (2012).

Keywords: performance level, Vision 2000, capacity spectrum method, multilayer shell element



Introducción

La comunidad internacional de Ingeniería Estructural ha resaltado la importancia de complementar la fase numérica del diseño sísmico con una fase conceptual y de implementación, basada en el control de la respuesta dinámica de las estructuras sismorresistentes. En este contexto, la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California SEAOC estableció el Comité Visión 2000 (1995). Este Comité describe el concepto de diseño por desempeño como la selección de los objetivos de diseño, sistemas estructurales y configuración apropiados (fase conceptual), el dimensionamiento y detallado de una estructura (fase numérica) y la garantía del control de la calidad durante la construcción y del mantenimiento a largo plazo.

La Ingeniería Sísmica basada en el desempeño busca como objetivo que los daños esperados estén dentro de márgenes preestablecidos para diferentes sismos de diseño con un aceptable nivel de confiabilidad. Las variables con que se cuentan para lograrlo son la rigidez, resistencia y capacidad de incursionar fuera del rango lineal. Los avances logrados han permitido plantear requerimientos de diseño sísmico basados en esta filosofía y sugieren que la siguiente generación de códigos estará basada en ella.

El Método de Espectro de Capacidad MEC, ha sido incluido por ATC-40 (1996) y en diversos documentos por FEMA 273 (1997), FEMA 274 (1997), FEMA 356 (2000) y FEMA 440 (2005). Este método compara la capacidad de una estructura para resistir fuerzas laterales con la demanda sísmica, representadas a través de diagramas espectrales. La superposición de la capacidad de la estructura con la demanda sísmica da origen al punto de desempeño.

La filosofía de diseño sísmico chilena, al igual que en el resto del mundo establece como prioridad la seguridad de la vida y el no colapso de una estructura durante un sismo de gran intensidad. En la práctica, en Chile el diseño por desempeño utilizando el MEC, en términos generales, es actualmente usado en algunas oficinas de ingeniería cuando involucran un diseño especial o complejo en edificios de gran altura. Este tipo de análisis se ha realizado en nuestro país en edificios de gran altura de hormigón armado tales como el Territorio 3000, Torre Telefónica y Torre 2 de Costanera Center, evaluando el comportamiento ante el

sismo ocurrido el 27 de febrero de 2010 (Lagos *et al.*, 2012).

Debido al reciente cambio en la normativa de diseño de muros de hormigón armado en Chile, existe un interés en evaluar el nivel de desempeño en edificios de altura. Es por esto que la evaluación por desempeño podría contribuir en un futuro a complementar la normativa chilena vigente. El objetivo general de este estudio es determinar el nivel de desempeño que alcanza un edificio estructurado en base a muros de hormigón armado. Dichos muros son diseñados de acuerdo a la normativa chilena vigente (DS60, 2011; DS61, 2011).

Descripción del edificio analizado

El edificio analizado se encuentra estructurado en base a muros de hormigón armado de 20 a 40 cm de espesor conectados mediante vigas de 50 cm de alto. El espesor de los muros varía cada 5 pisos (subterráneo, 1 a 5, 6 a 10, 11 a 15, 16 a 20) y mantiene la misma distribución para evitar discontinuidades o singularidades en los muros principalmente a nivel de subterráneo. El edificio cuenta con 20 pisos más 2 subterráneos, contabilizando 22 plantas, cada una de 256 m². La densidad de muros promedio por pisos es de 2.8% en *X* y 3.5% en *Y*. Todos los elementos estructurales son de hormigón armado G30 (H-35) y acero de calidad A630-420H. Se considera que el edificio se encuentra en zona sísmica 3 y está fundado en suelo tipo B (DS61, 2011). En la Figura 1 se muestra una vista en planta y en 3D del edificio modelado con el software ETABS (2015), en donde se etiqueta cada muro con un número y forma (L, I, T, C).

Análisis sísmico

El análisis sísmico, se realizó mediante el software ETABS (2015) y considerando la normativa vigente en nuestro país, es decir, aplicando el DS61 (2011) y NCh433 (2010). Las combinaciones de carga consideradas en el análisis del edificio, corresponden a las de un análisis dinámico de superposición modal espectral, establecidos en la norma NCh3171 (2010), en donde la torsión accidental se considera desplazando la ubicación del centro de masa en un 5%, para cada una de las direcciones de análisis. Los estados de cargas considerados e ingresados al software ETABS se señalan en la Tabla 1.

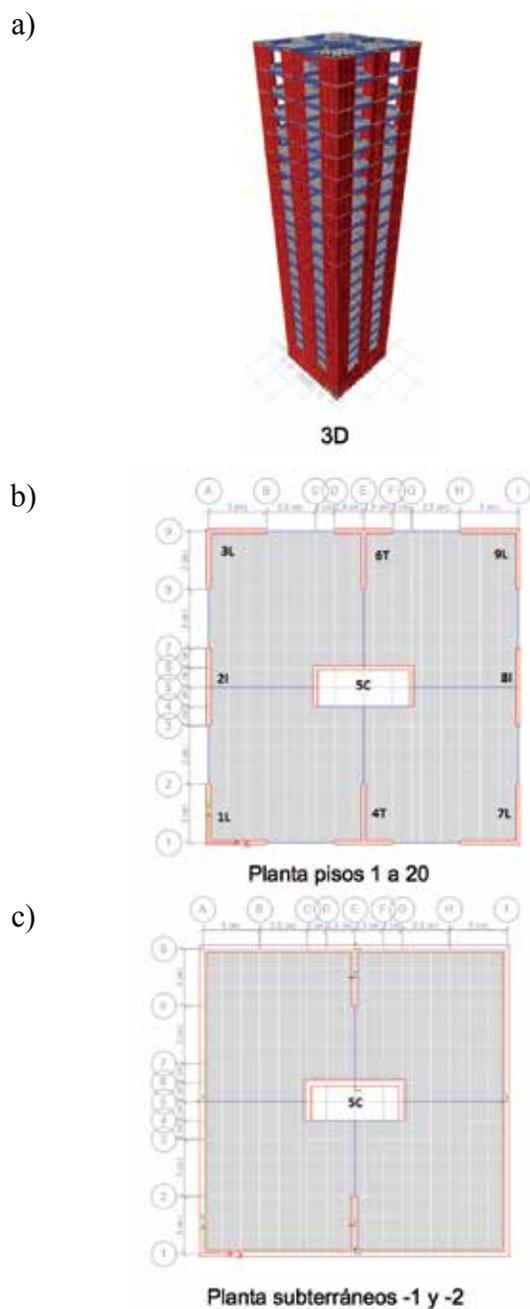
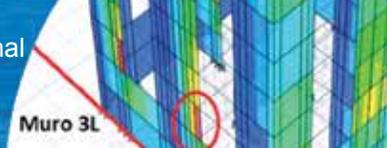


Figura 1: a) Vista tridimensional del modelo, b) y c) plantas del edificio analizado

Tabla 1: Combinaciones de carga ingresadas al software ETABS

Nombre entrada ETABS	Estados de carga según NCh3171 (2010)	Nombre entrada ETABS	Estados de carga según NCh3171 (2010)
C1	1.4PP	C6	0.9PP ± 1.4SY
C2	1.2PP + 1.6SC	C7	1.2PP + SC ± 1.4SEX
C3	1.2PP + SC ± 1.4SX	C8	0.9PP ± 1.4SEX
C4	0.9PP ± 1.4SX	C9	1.2PP + SC ± 1.4SEY
C5	1.2PP + SC ± 1.4SY	C10	0.9PP ± 1.4SEY

En la Tabla 2 se muestran los resultados de periodos y masas equivalentes, en la Figura 2 se muestran los espectros elásticos y de diseño y en la Figura 3 se muestra la verificación de desplazamientos.

Tabla 2: Periodos y porcentaje de masa equivalente asociada a cada modo

Modo	Periodo T , s	% según grado de libertad			% acumulado		
		UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	1.258	63.21	0	0.05	63.21	0	0.05
2	1.205	0	63.87	0	63.21	63.87	0.05
3	0.745	0.03	0	63.77	63.24	63.87	63.82
4	0.350	13.47	0	0.01	76.71	63.87	63.83
5	0.348	0	12.75	0	76.71	76.63	63.83
6	0.227	0.03	0	11.31	76.75	76.63	75.14
7	0.170	0	5.71	0	76.75	82.34	75.14
8	0.166	5.95	0	0.02	82.69	82.34	75.16
9	0.115	0.05	0	5.62	82.75	82.34	80.78
10	0.101	0	3.75	0	82.75	86.09	80.78
11	0.099	3.69	0	0.04	86.44	86.09	80.82
12	0.069	0.13	0	3.65	86.56	86.09	84.47
13	0.068	0	3.00	0	86.56	89.09	84.47
14	0.067	2.66	0	0.12	89.22	89.09	84.59
15	0.050	0	2.58	0	89.22	91.66	84.59
16	0.050	2.37	0	2.96E-4	91.59	91.66	84.59

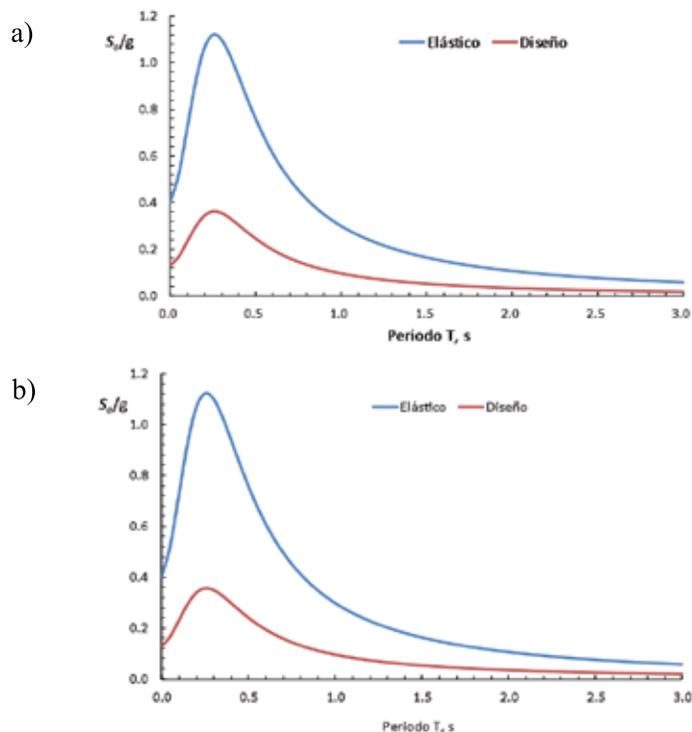


Figura 2: Espectro elástico y de diseño en la dirección: a) X, $R^*_{modif} = 3.11$ y b) Y, $R^*_{modif} = 3.14$

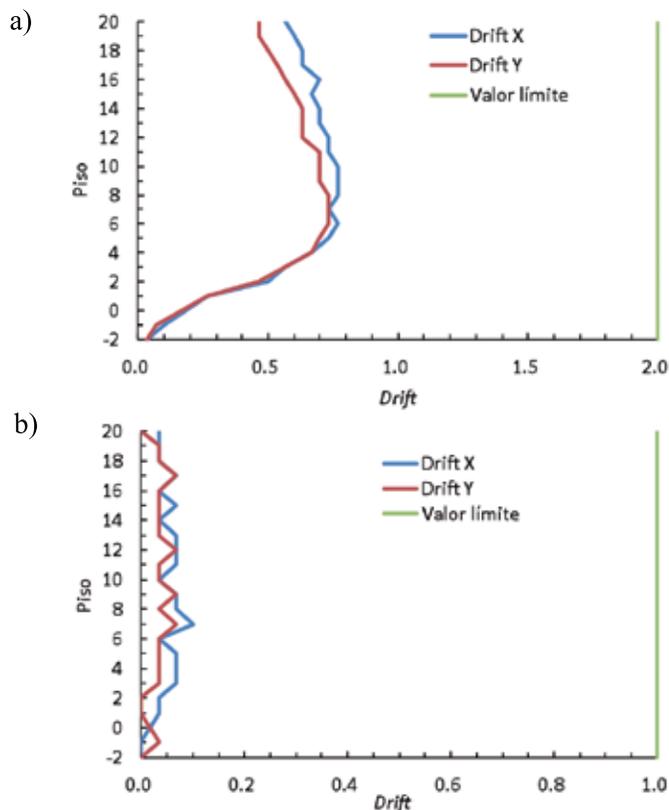


Figura 3: Verificación de control de desplazamientos de entrepisos: a) del centro de masa y b) diferencia entre centro de masa y un punto extremo

Diseño de muros

Los muros de hormigón armado han sido diseñados según los requerimientos del DS60 (2011). En la Figura 4 se muestra el diseño y armado de los tipos de muros que componen el edificio.

Obtención de la capacidad del edificio

La capacidad del edificio se representa mediante curvas de capacidad. Estas curvas se obtienen mediante un análisis estático no lineal *pushover*. Este análisis se realiza con la ayuda del software ETABS utilizando una modelación *shell* multicapa para los muros y *frame* para las vigas considerando para estas un comportamiento lineal. Se consideran tres patrones de carga.

Modelo *shell* multicapa

Los modelos *shell* multicapa están basados principalmente en el método de elementos finitos, usan una alta discretización de cada miembro para lograr representar detalladamente cada material, incluso cada barra de

acero de refuerzo. Adicionalmente, el comportamiento de cada material es representado por leyes constitutivas que generalmente son bien conocidas. De esta manera, cualquier configuración del hormigón y del acero de refuerzo puede ser representada (Fahjan *et al.*, 2010). Para modelar los muros utilizando *shell* multicapa en ETABS, se deben ingresar curvas tensión-deformación que representen el comportamiento no lineal de los materiales que lo componen (leyes constitutivas). A continuación, se describen dichas curvas para cada material:

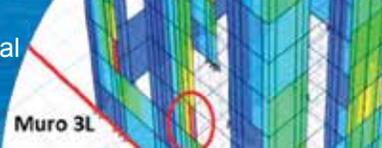
- Acero de refuerzo: se utiliza el modelo de Park, este modelo se encuentra incluido en ETABS (2015), debido a esto solo es necesario ingresar parámetros de tensiones de fluencia y ruptura, para una calidad de acero A630-420H. Ver Figura 5a.
- Hormigón no confinado: se utilizan ecuaciones del modelo de Mander (1988), este modelo se encuentra incluido en ETABS (2015), por lo que solo es necesario ingresar la resistencia del hormigón utilizado G30 (H-35). Ver Figura 5b.
- Hormigón confinado: se utilizan ecuaciones del modelo de Mander (1988), sin embargo, esta curva no se encuentra incluida en ETABS por lo que cada valor debe ser calculado e ingresado manualmente, según el nivel de confinamiento aportado por los estribos. Ver Figura 5b.

Patrones de carga

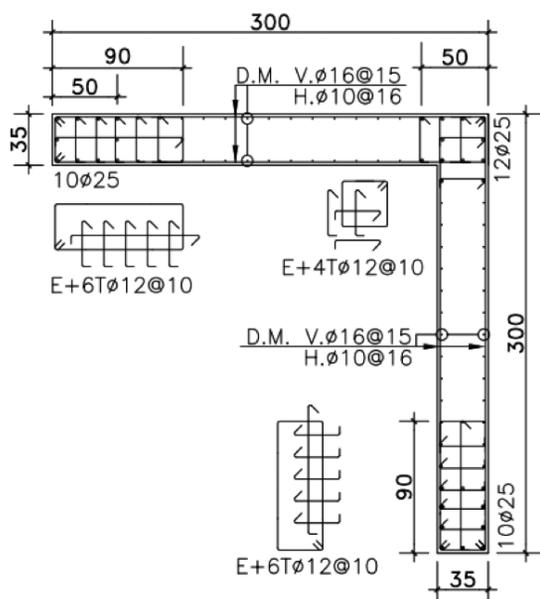
Para la realización del análisis *pushover* y posterior obtención de las curvas de capacidad se utilizaron 3 patrones de carga:

- Patrón modal: patrón proporcional al producto del modo de vibrar del primer modo de cada dirección (X - Y) multiplicada por la masa sísmica en cada piso.
- Patrón de masas: patrón proporcional a la masa sísmica de cada piso.
- Patrón triangular invertido: distribución de fuerza lateral se incrementa en una proporción lineal con respecto a la altura desde la base.

En la Figura 6 se comparan los coeficientes de fuerza lateral (proporción de carga en cada piso) de cada patrón para la dirección X . Se observa que el patrón modal y el

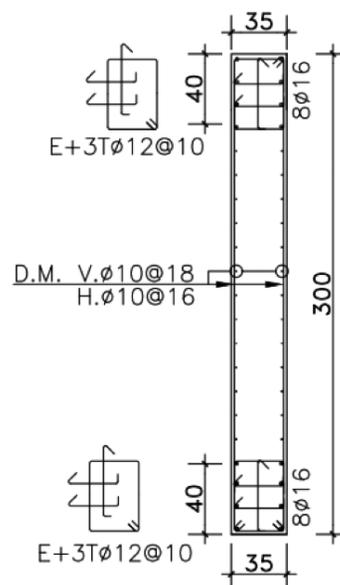


Muro tipo L



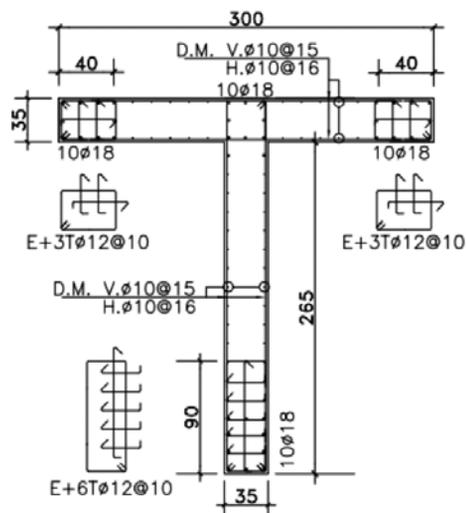
Pisos	Armadura long.	Armadura long. borde	Armadura transversal
1 a 5	$\Phi 16@15$	10 $\Phi 25$	$\Phi 16@10$
6 a 10	$\Phi 10@20$	8 $\Phi 16$	$\Phi 12@10$
11 a 15	$\Phi 8@15$	6 $\Phi 16$	$\Phi 12@15$
16 a 20	$\Phi 8@15$	8 $\Phi 12$	$\Phi 12@15$

Muro tipo I



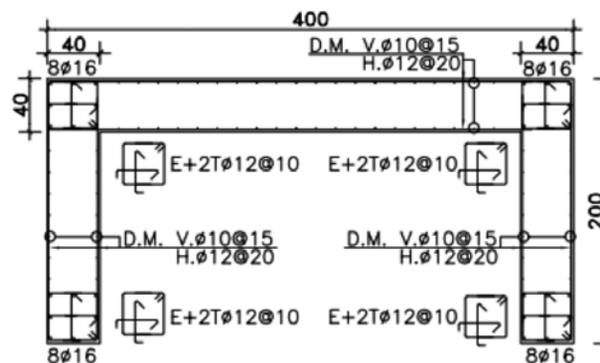
Pisos	Armadura long.	Armadura long. borde	Armadura transversal
1 a 5	$\Phi 10@18$	8 $\Phi 16$	$\Phi 12@15$
6 a 10	$\Phi 10@20$	8 $\Phi 16$	$\Phi 10@20$
11 a 15	$\Phi 8@15$	8 $\Phi 16$	$\Phi 8@15$
16 a 20	$\Phi 8@15$	8 $\Phi 16$	$\Phi 8@20$

Muro tipo T



Pisos	Armadura long.	Armadura long. borde	Armadura transversal
1 a 5	$\Phi 10@15$	10 $\Phi 18$	$\Phi 16@10$
6 a 10	$\Phi 10@20$	8 $\Phi 16$	$\Phi 12@10$
11 a 15	$\Phi 8@15$	6 $\Phi 16$	$\Phi 12@15$
16 a 20	$\Phi 8@20$	6 $\Phi 12$	$\Phi 12@15$

Muro tipo C



Pisos	Armadura long.	Armadura long. borde	Armadura transversal
1 a 5	$\Phi 10@15$	8 $\Phi 16$	$\Phi 18@12$
6 a 10	$\Phi 10@20$	8 $\Phi 16$	$\Phi 16@12$
11 a 15	$\Phi 8@15$	6 $\Phi 16$	$\Phi 12@10$
16 a 20	$\Phi 8@20$	8 $\Phi 12$	$\Phi 12@10$

Figura 4: Diseño y armado de muros tipo L, I, T y C

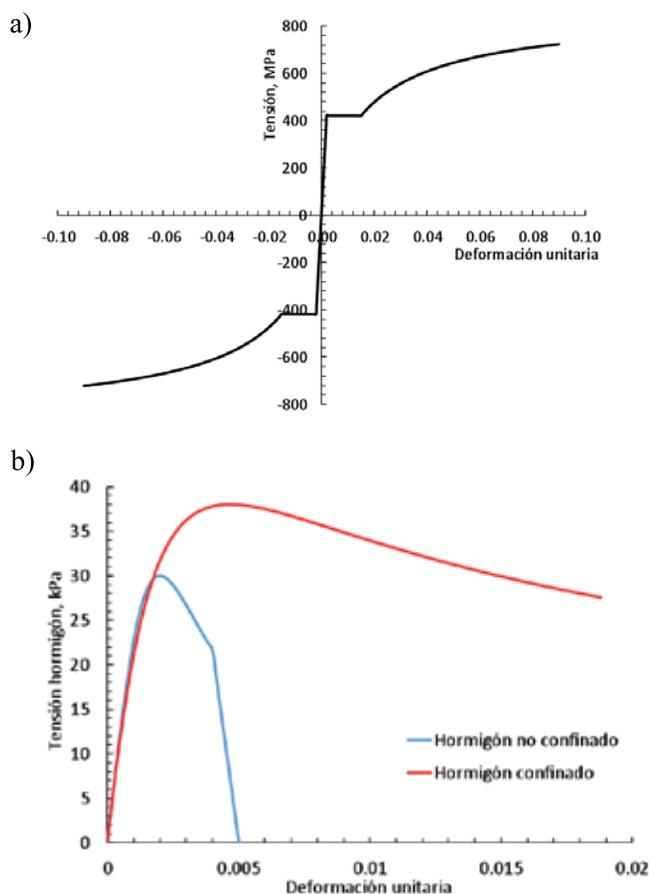
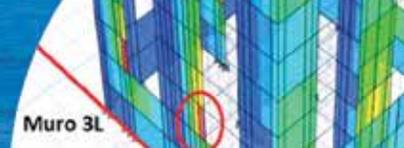


Figura 5: Curvas de tensión-deformación: a) modelo de Park para acero de refuerzo A630-420H y b) modelo de Mander para hormigón confinado y no confinado

patrón triangular invertido presentan valores similares, en donde hay un incremento a medida que aumentan los pisos, en cambio el patrón masas se observa un decrecimiento a medida que aumentan los pisos.

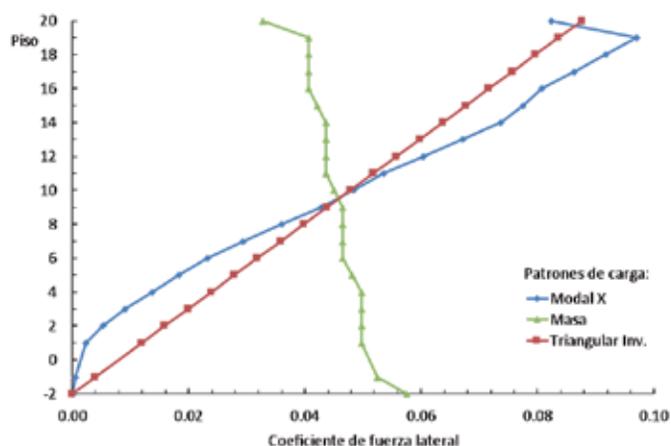


Figura 6: Comparación de coeficientes de fuerza lateral según patrones de carga

Curvas de capacidad obtenidas

Definido el modelo y los patrones de carga, se realiza el análisis *pushover* a través de ETABS. Del análisis se obtienen 9 curvas que relacionan el corte basal con el desplazamiento de techo. El análisis fue realizado para 3 direcciones: +X, +Y, -Y. No se muestra la curva de capacidad para la dirección -X ya que resulta similar que para la dirección +X por simetría de la estructura. En la Figura 7, se muestran las curvas de capacidad obtenidas en las 3 direcciones de análisis según los 3 patrones de carga utilizados.

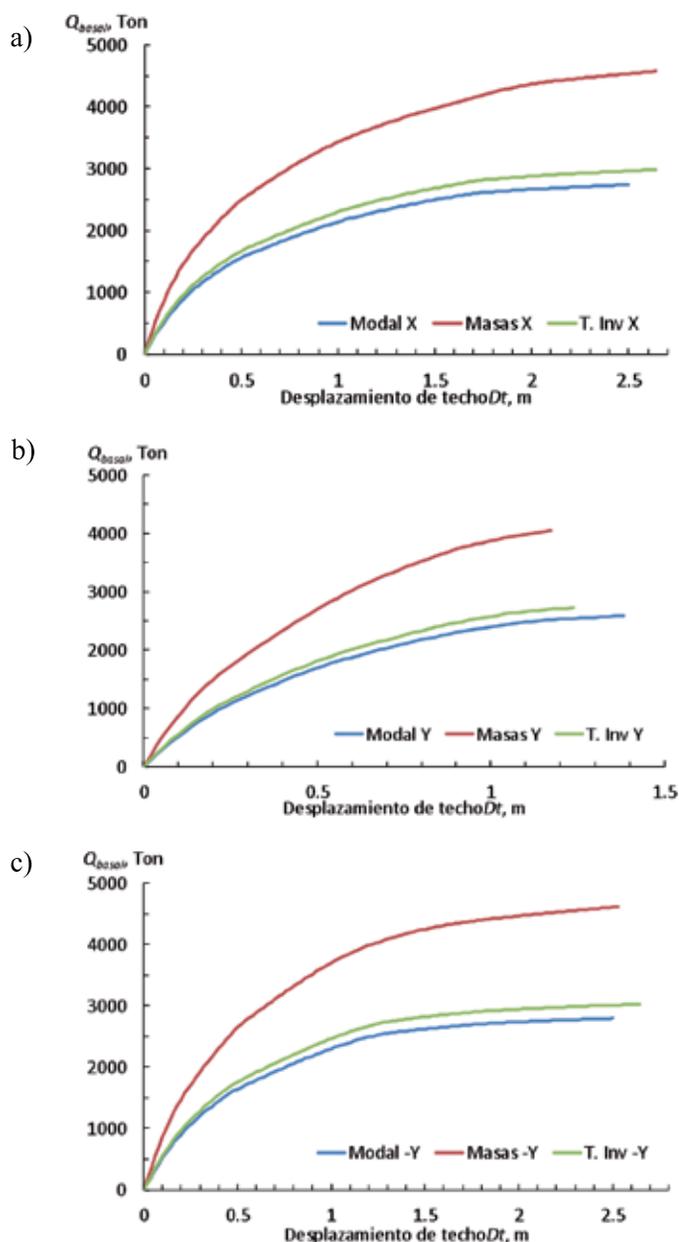
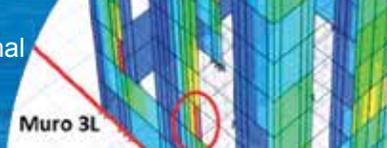


Figura 7: Curvas de capacidad obtenidas en la dirección: a) X, b) +Y y c) -Y



Demanda sísmica y desempeño

En el marco conceptual de la ingeniería sísmica basada en el desempeño estructural, existen tres conceptos importantes que se tienen que tomar en cuenta: niveles de desempeño, demanda sísmica y objetivos de desempeño.

Niveles de desempeño

Los niveles de desempeño consideran principalmente los siguientes aspectos: daños físicos en los elementos estructurales y no estructurales, riesgos a los que se encuentran expuestos los ocupantes de la estructura o edificio en evaluación y funcionalidad, es decir, si los servicios básicos siguen o no operativos.

La ingeniería basada en el desempeño establece como referencia cuatro niveles de desempeño (SEAOC, 1995):

- Totalmente operacional: daño estructural y no estructural despreciable o nulo.
- Operacional: agrietamientos en elementos estructurales. Daño leve.
- Seguridad de vida: daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional.
- Pre-colapso: daños severos en elementos estructurales. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.

Demanda sísmica

Vision 2000 (SEAOC, 1995) especifica cuatro niveles de demanda definidos según su probabilidad de ocurrencia y período de retorno. Ellos son definidos como: movimientos sísmicos de diseño frecuente, ocasional, raro y muy raro. Sin embargo, estos sismos están orientados a la realidad geosísmica norteamericana, por lo que requieren necesariamente de una calibración de sus límites adecuándose a la realidad sismotectónica chilena. Lagos *et al.* (2012) definen que cada nivel de demanda queda representado por espectros elásticos (aceleración elástica espectral S_d), los cuales están en función de parámetros definidos en la norma sísmica NCh433 (2010) y el DS61 (2011). En la Tabla 3, $f_{min} = Q_{min}/Q_{basal}$ si $Q_{basal} < Q_{min}$.

Para esta investigación se consideran los 4 niveles de demanda sísmica, además de 2 formas para determinar

espectros de desplazamiento elástico: el primero señalado por FEMA 440 (2005) y utilizado en Chile antes del DS61 (2011) y el segundo según lo establecido por el DS61 (2011). En la Figura 8 se comparan espectros de demanda según las dos formas consideradas para determinar el desplazamiento elástico, para sismo frecuente y sismo muy raro.

Tabla 3: Niveles de demanda sísmica

Movimiento sísmico de diseño	Periodo de retorno, años	Probabilidad de excedencia, %	Nivel de demanda sísmica
Frecuente	43	50 en 30 años	$S_d = \frac{f_{min} S A_0 \alpha}{(R^*/I)}$
Ocasional	72	50 en 50 años	$S_d = 1.4 \frac{f_{min} S A_0 \alpha}{(R^*/I)}$
Raro	475	10 en 50 años	$S_d = S A_0 \alpha I$
Muy raro	970	10 en 100 años	$S_d = 1.2 S A_0 \alpha I$

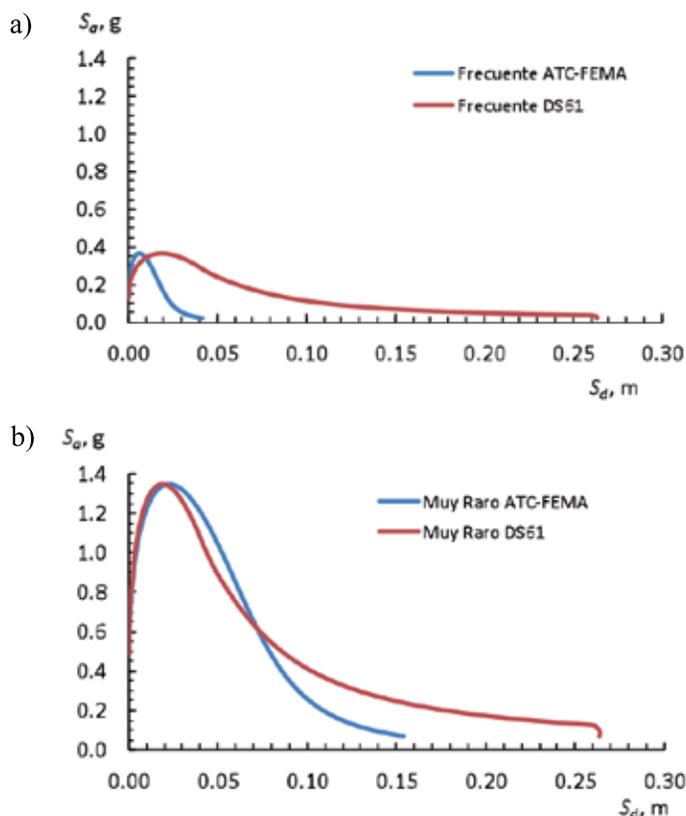
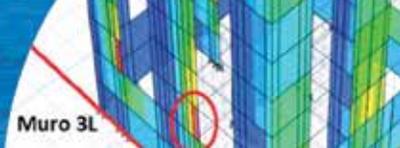


Figura 8: Comparación de espectros de demanda: a) sismo frecuente y b) sismo muy raro

Objetivos de desempeño

Se definen como una expresión del grado deseado de daño (nivel de desempeño) ante una intensidad de sismo (nivel de demanda sísmica). Vision 2000 propone objetivos múltiples mínimos de desempeño, en lo que denomina



matriz de objetivos de diseño (Tabla 4), para diferentes tipos de estructuras clasificadas según sus implicancias en la seguridad poblacional.

Tabla 4: Matriz de objetivos de diseño – Vision 2000 (SEAOC, 1995)

Nivel de demanda sísmica	Nivel de desempeño sísmico			
	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de vida	Pre colapso
Frecuente	OB	X	X	X
Ocasional	OEP	OB	X	X
Raro	OSC	OEP	OB	X
Muy raro	-	OSC	OEP	OB

OB: Objetivo Básico: edificio habitacional y de oficinas, X: objetivo inaceptable

OEP: Objetivo Esencial y Peligroso: edificios esenciales (hospital, policía) e instalaciones peligrosas

OSC: Objetivo de Seguridad Crítica: edificios con elementos tóxicos, explosivos, radiactivos, etc.

En la Tabla 5 se muestran los desplazamientos objetivos para cada uno de los niveles de desempeño propuestos por Vision 2000, los cuales representan la relación Dt/H , en que Dt es el desplazamiento lateral máximo del nivel superior del edificio con respecto a la base (desplazamiento de techo) y H es la altura del edificio. Para cumplir con los objetivos de desempeño, los desplazamientos objetivos deben ser inferiores a cada uno de estos valores señalados en la Tabla 5.

Tabla 5: Valores de desplazamiento objetivo máximo para niveles de desempeño

Nivel de desempeño	Desplazamiento objetivo Dt/H , %
Totalmente Operacional	≤ 0.2
Operacional	≤ 0.5
Seguridad de Vida	≤ 1.5
Pre Colapso	≤ 2.5
Colapso	> 2.5

Método de espectro de capacidad MEC

El método de espectro de capacidad es un procedimiento ampliamente utilizado para determinar puntos de desempeño. Dicho método mediante un procedimiento gráfico, compara la capacidad de la estructura para resistir fuerzas laterales con la demanda sísmica, representada por medio de un espectro elástico reducido. El método está

expuesto en el ATC-40 (1996), sin embargo, FEMA 440 (2005) introduce modificaciones que han sido consideradas en esta investigación.

Procedimiento para obtener puntos de desempeño a través del MEC

1. Obtener la curva de capacidad mediante análisis estático no lineal *pushover*.
2. Transformar la curva de capacidad a formato ADRS (coordenadas espectrales S_a y S_d), utilizando factores dinámicos de la estructura: el factor de participación modal PF_R y el coeficiente de masa modal efectiva α_R .

$$PF_R = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{iR}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{iR}^2} \quad (1)$$

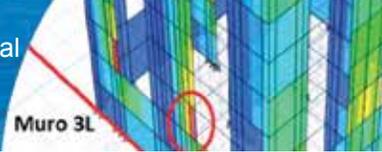
$$\alpha_R = \frac{[\sum_{i=1}^N m_i \phi_{iR}]^2}{\sum_{i=1}^N m_i \sum_{i=1}^N m_i \phi_{iR}^2} \quad (2)$$

$$S_d = \frac{Dt}{PF_R} \quad (3)$$

$$S_a = \frac{Q_{basal}}{\alpha_R M} \quad (4)$$

$$M = \sum_{i=1}^N m_i \quad (5)$$

3. Transformar la curva de capacidad a una curva de capacidad bilineal, esto para obtener una representación idealizada en donde se define un punto de fluencia A de coordenadas $a_y - d_y$ y un punto de desempeño supuesto B de coordenadas $a_{pi} - d_{pi}$, como se muestra en la Figura 9. Para validar dicha curva, el error entre el área de la curva original y el área de la curva bilineal tiene que ser menor al 5%.
4. Determinar los parámetros de linealización equivalente propuestos por FEMA 440 (2005) correspondientes a: periodo efectivo T_{eff} y amortiguamiento efectivo β_{eff} . Estos son valores optimizados para cualquier curva de capacidad, independiente de su ciclo histerético o rigidez post-elástica α . Estos parámetros lineales efectivos están en función de características de la curva de capacidad (CS: *Capacity Spectrum*), tales como: periodo inicial T_0 , amortiguamiento inicial β_0 y ductilidad μ . En esta investigación se muestran las ecuaciones para el tramo de ductilidad menor a 4 ($1 < \mu < 4$).



$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad (6)$$

$$T_{eff} = [0.2(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1] T_0 \quad (7)$$

5. Determinar el factor de reducción $B(\beta_{eff})$ de la curva de demanda ADRS (β_0) según la Figura 10. Este factor reduce coordenadas de aceleración espectral, reduciendo la aceleración espectral inicial $(S_a)_0$ a una aceleración espectral efectiva $(S_a)_\beta$, en función del amortiguamiento efectivo β_{eff} , obteniéndose la curva de demanda reducida ADRS(β_{eff}).

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \quad (8)$$

$$B(\beta_{eff}) = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} \quad (9)$$

6. Determinar el factor de modificación M , que relaciona el periodo secante T_{sec} y el periodo efectivo T_{eff} modificando la curva de demanda reducida ADRS (β_{eff}) (Figura 10). Este factor transforma coordenadas de aceleración espectral a_{eff} en aceleración máxima a_{max} , obteniéndose la curva de demanda modificada MADRS ($\beta_{eff} M$).

$$M = \frac{a_{max}}{a_{eff}} \rightarrow a_{max} = a_{eff} M \quad (10)$$

$$M = \left[\frac{T_{eff}}{T_{sec}} \right] = \left[\frac{T_{eff}}{T_0} \right]^2 \left[\frac{T_0}{T_{sec}} \right]^2 \quad (11)$$

$$\left[\frac{T_0}{T_{sec}} \right]^2 = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} \quad (12)$$

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \right)}{\left(\frac{a_y}{d_y} \right)} \quad (13)$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \quad (14)$$

Donde μ es la ductilidad y α es la rigidez post-elástica.

7. Obtener un punto de desempeño de la intersección de la curva de capacidad bilineal y la curva de demanda modificada MADRS ($\beta_{eff} M$).

8. Transformar punto de desempeño de valores espectrales (S_a, S_d) a valores de desplazamiento de techo Dt y corte basal Q_{basal} , utilizando los factores dinámicos de la estructura calculados en el punto 2.

$$Dt = S_d P F_R \quad (15)$$

$$Q_{basal} = S_a \alpha_R M \quad (16)$$

$$M = \sum_{i=1}^N m_i \quad (17)$$

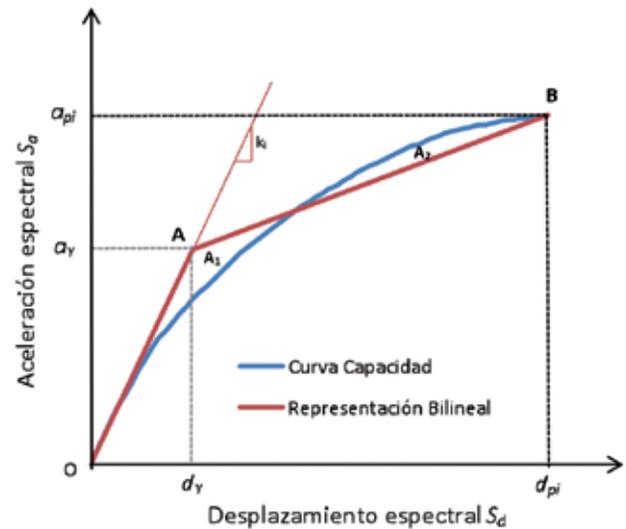


Figura 9: Representación bilineal de la curva de capacidad

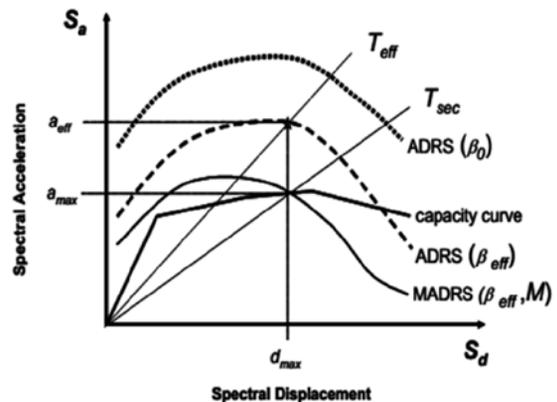
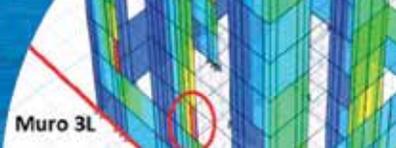


Figura 10: Demanda reducida por factor $B(\beta_{eff})$ y modificada por factor M (FEMA 440, 2005)



Resultados

Puntos de desempeño

En las Figuras 11 y 12 se muestran los resultados de puntos de desempeño (desplazamiento de techo D_t y corte basal Q) considerando los 3 patrones de carga, los 4 niveles de demanda y 2 espectros de desplazamiento elástico antes señalados. Se muestran los resultados para dirección de análisis $+X$ e $-Y$ que resultaron ser las más desfavorables.

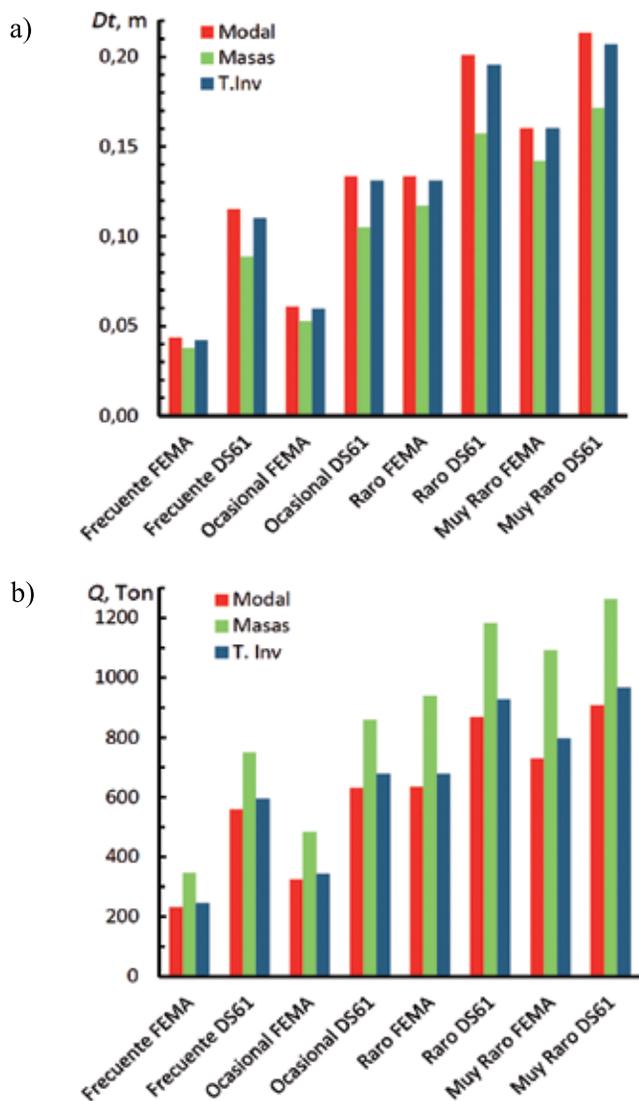


Figura 11: Puntos de desempeño en la dirección $+X$, a) desplazamiento de techo y b) corte basal

Al comparar diferencias de puntos de desempeño entre las dos formas consideradas para determinar espectros de desplazamiento elástico, se observan grandes diferencias en niveles de demanda sísmica frecuente, hasta 167% en

desplazamiento techo y 165% en corte basal y ocasional, hasta 125% en desplazamiento de techo y 118% en corte basal. En tanto para sismo raro y muy raro alcanzan diferencias hasta de un 50% y 29% en desplazamiento de techo y hasta un 37% y 21% en corte basal al aplicar DS 61 (2011) con respecto a FEMA 440 (2005).

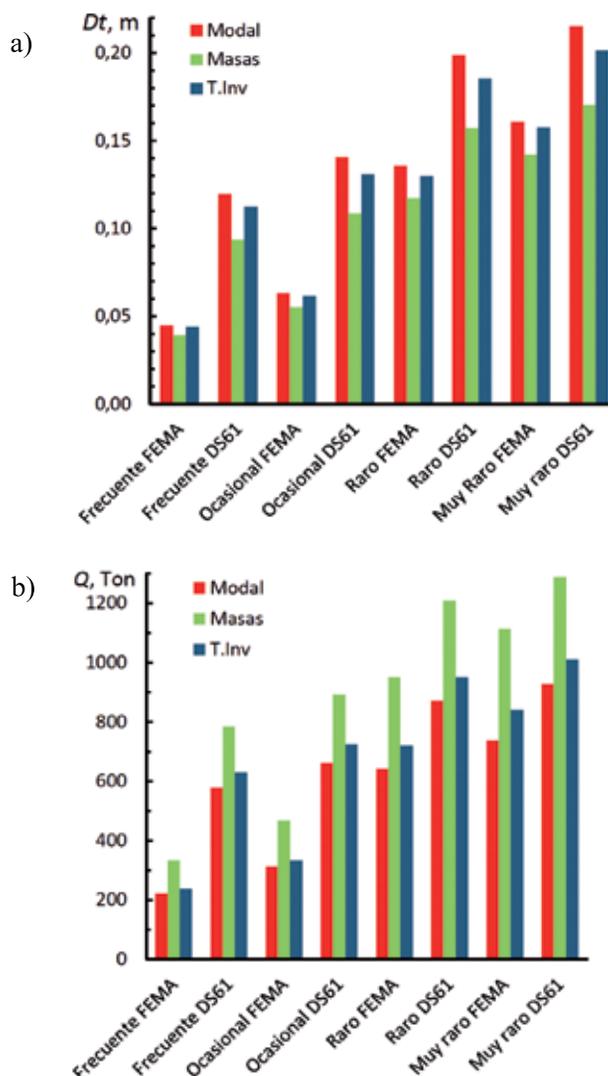
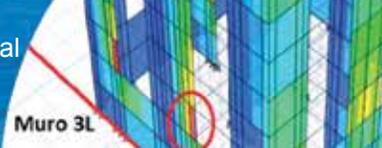


Figura 12: Puntos de desempeño en la dirección $-Y$, a) desplazamiento de techo y b) corte basal

Con respecto a patrones de carga utilizados, se observan diferencias mayores entre patrón modal y masas, en donde el patrón de masas origina hasta un 50% más de corte basal que el patrón modal y hasta un 25% menos en desplazamiento de techo.

Al comparar resultados entre direcciones de análisis, las mayores diferencias se encuentran entre dirección $-Y$ con



respecto a dirección +X, las que alcanzan valores de hasta un 7.2% mayor en desplazamiento de techo y un 11.6% menor en corte basal.

Desplazamiento objetivo

Tal como se señaló anteriormente, Vision2000 propone ciertos límites en donde el desplazamiento objetivo Dt/H , no puede superar cierto porcentaje según el nivel de desempeño que se analiza (Tabla 5). En la Figura 13 se muestran los desplazamientos objetivos Dt/H y se comparan con los límites de Vision 2000. Se observa que todos los puntos de desempeño no superan los límites establecidos por Vision 2000, independiente del patrón de carga, nivel de demanda sísmica, forma para determinar el espectro de desplazamiento elástico o dirección de análisis seleccionada, por lo tanto, se cumple con los criterios de Vision 2000. Cabe destacar que en sismos frecuentes no se supera el límite totalmente operacional TO, en tanto en las demás demandas sísmicas no se supera el límite operacional OP. Por lo que el edificio mantiene un nivel de desempeño operacional ante sismos de gran intensidad.

Desplazamiento relativo entrepisos medido en el centro de masa

La actual normativa sísmica chilena considera un desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masa para cada una de las direcciones analizadas, que no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0.002, es decir, un *drift* entrepisos que no debe superar un 0.2%, como condición para controlar desplazamientos por traslación (rigidez traslacional del edificio). Dicha consideración es equivalente al límite de Vision 2000 totalmente operacional TO asociado a una demanda sísmica frecuente.

En las Figuras 14 y 15 se comparan los *drift* entrepisos en dirección -Y (que en esta investigación resulta ser la dirección de análisis más desfavorable) con el *drift* entrepisos resultante del análisis sísmico convencional requerido por la normativa chilena denominado sismo de diseño.

En la Figura 14 se observa que en sismo frecuente FEMA 440 (2005) y en sismo frecuente DS61 (2011) se obtienen valores de *drift* entrepisos superiores a los presentados

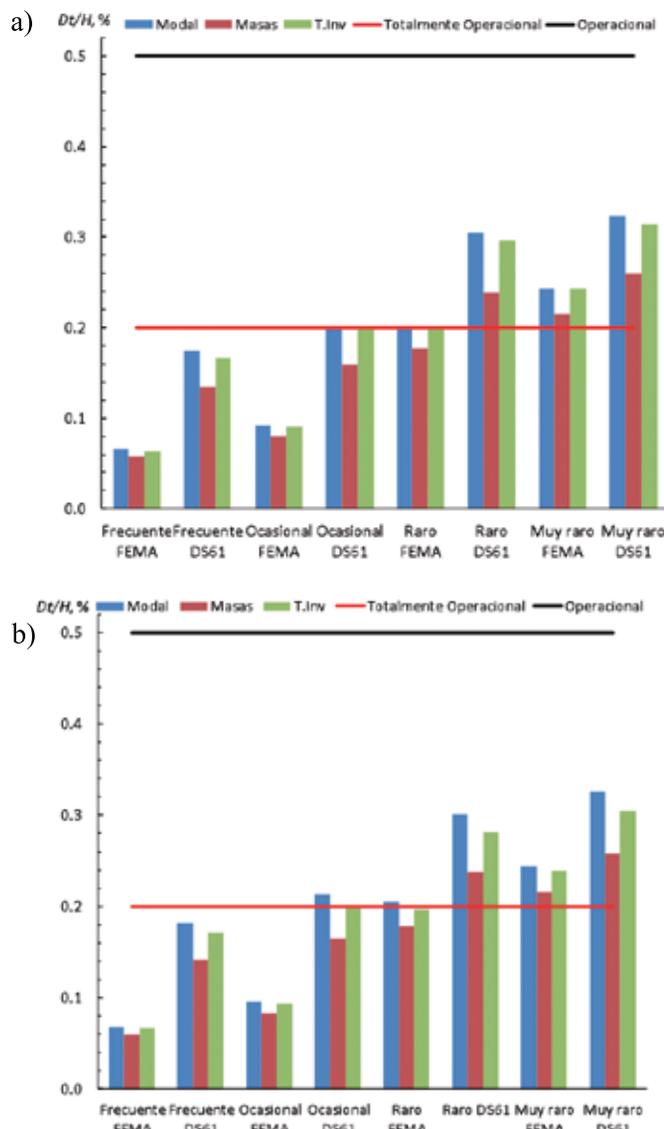


Figura 13: Desplazamiento objetivo versus límites de Vision 2000 en la dirección: a) +X y b) -Y

por el análisis sísmico de la normativa chilena (sismo de diseño). En tanto en sismo frecuente DS61 (2011) se supera el límite establecido por Vision 2000 en patrones modal y triangular invertido.

En la Figura 15 se observa que, en los casos más desfavorables, es decir, sismo raro y muy raro (ambos con espectro de desplazamiento elástico establecido por el DS61), los *drift* de entrepiso nunca superan el límite operacional (0.5%).

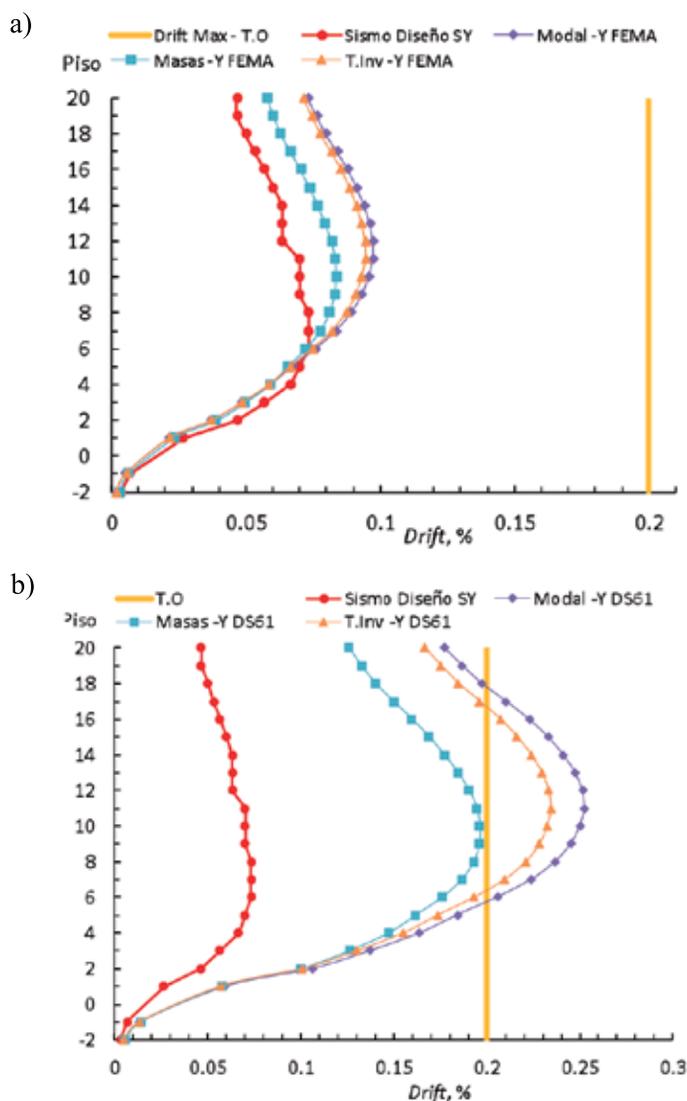


Figura 14: Comparación *drift* entrepisos, sismo de diseño versus: a) sismo frecuente FEMA 440 (2005) y b) sismo frecuente DS 61 (2011)

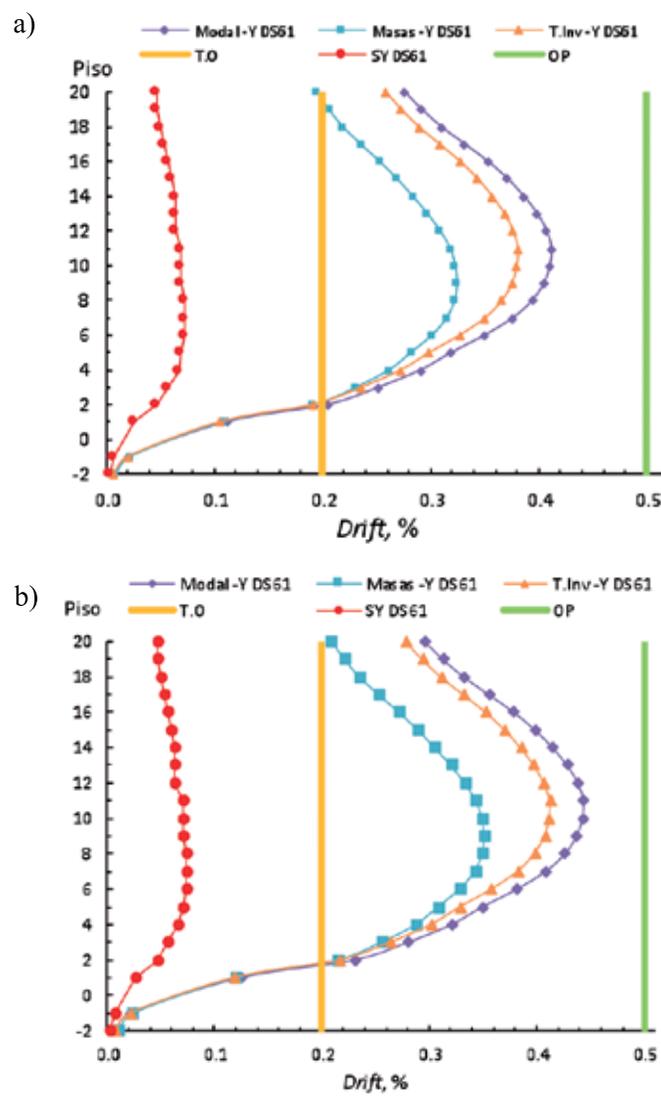


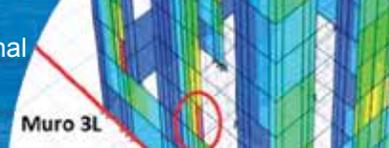
Figura 15: Comparación *drift* entrepisos, sismo de diseño versus: a) sismo raro DS61 (2011) y b) sismo muy raro DS61 (2011)

Cortes por piso

En la Figura 16 se muestran los cortes por piso de 2 niveles de demanda sísmica comparados con los resultados obtenidos del análisis sísmico realizado según requerimientos de normativa chilena, sismo de diseño (sismo Y). Para el nivel de demanda sísmica, sismo frecuente DS61 (Figura 16a), se obtienen resultados superiores al sismo de diseño de la normativa chilena, mientras que para sismo frecuente FEMA y ocasional FEMA (Figura 16b), se obtienen resultados inferiores al sismo de diseño. Cabe destacar que se muestran cortes por piso de los 3 patrones de carga en dirección +Y, dirección que presentó valores más desfavorables para este análisis.

Tensiones máximas en muros

Se analizaron las tensiones máximas resultantes en muros para 2 casos: las obtenidas a partir de los puntos de desempeño para la demanda sísmica más desfavorable y para los desplazamientos máximos obtenidos en las curvas de capacidad. En el primer caso para los patrones de carga más desfavorables se observa en la Figura 17 que el muro 1L presenta las mayores tensiones de compresión para un sismo en la dirección X aplicando un patrón triangular invertido y el muro 2I para un sismo en la dirección -Y aplicando un patrón modal. La dirección +Y alcanza tensiones menos desfavorables que en la dirección -Y, por lo que no será mostrada. En el segundo caso (Figura 18)



al aplicar un *pushover* hasta alcanzar un desplazamiento máximo de techo, es decir, la máxima capacidad presentada en las curvas de capacidad, se observa que, aplicando los mismos patrones de carga del primer caso, se obtienen tensiones superiores de hasta un 84.4% en la dirección X y un 126.3% en dirección $-Y$ a las obtenidas con respecto a las tensiones en puntos de desempeño con la demanda sísmica más desfavorable (sismo muy raro). Además, se destaca que el muro 4L es ahora el muro con mayores tensiones, en la dirección X .

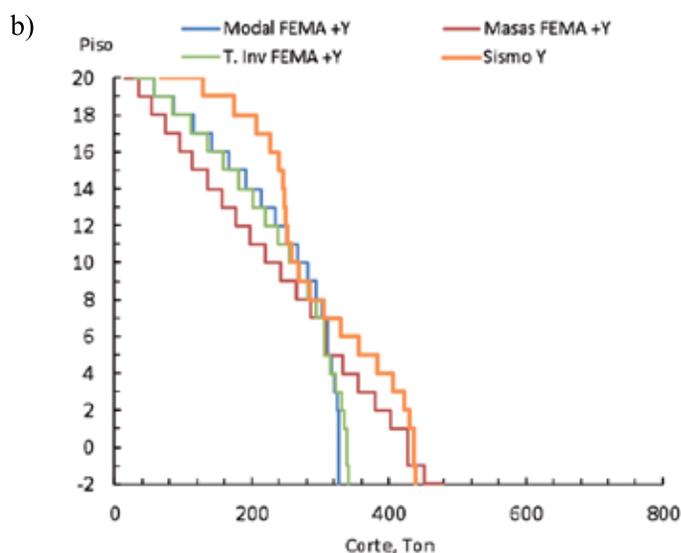
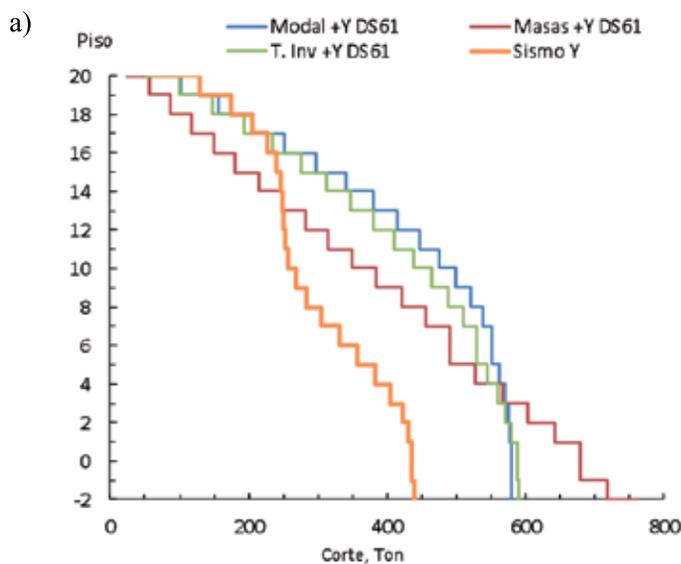


Figura 16: Cortes por piso, sismo diseño versus: a) sismo frecuente DS61 (2011) y b) sismo ocasional FEMA 440 (2005)

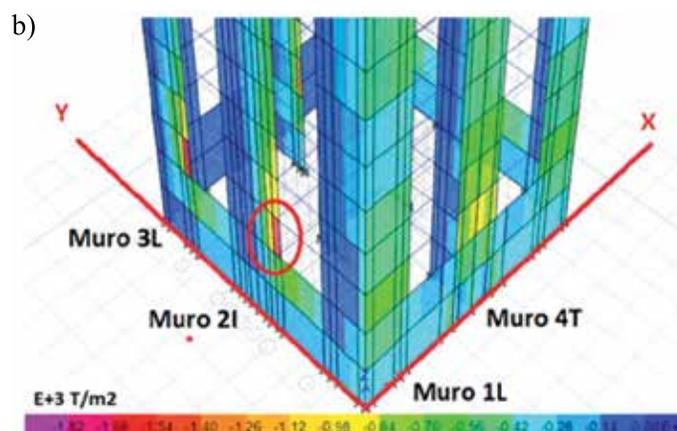
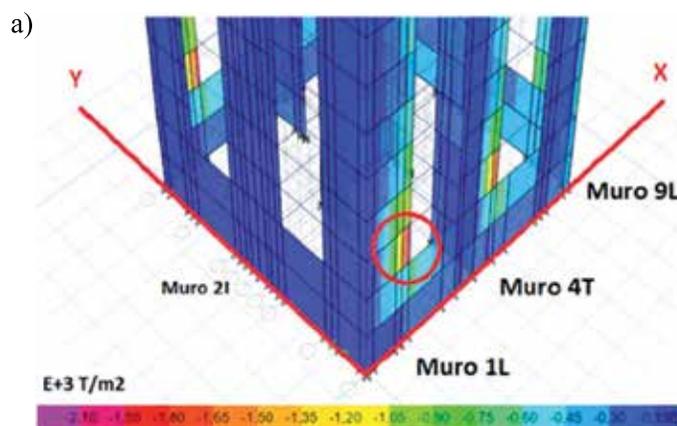


Figura 17: Tensión máxima (círculo rojo): a) 2156 T/m², muro 1L, piso 1, sismo muy raro DS61 (2011), patrón T. inv. X y Y b) 1946 T/m², muro 2I, piso 1, sismo muy raro DS61 (2011), patrón modal $-Y$.

Conclusiones

1. Todos los puntos de desempeño no superan los límites establecidos por Vision 2000, independiente del patrón de carga, nivel de demanda sísmica, forma de determinar el espectro de desplazamiento elástico o dirección de análisis considerada. Por lo tanto, el edificio cumple con los criterios de Vision 2000.
2. El desempeño alcanzado por el edificio estudiado para sismos frecuentes es totalmente operacional. Para los demás niveles de demanda sísmica el desempeño alcanzado es operacional. Por lo tanto, el edificio mantiene un nivel de desempeño operacional ante sismos de gran intensidad. Este nivel de desempeño coincide con la experiencia chilena, según Lagos *et al.* (2012).

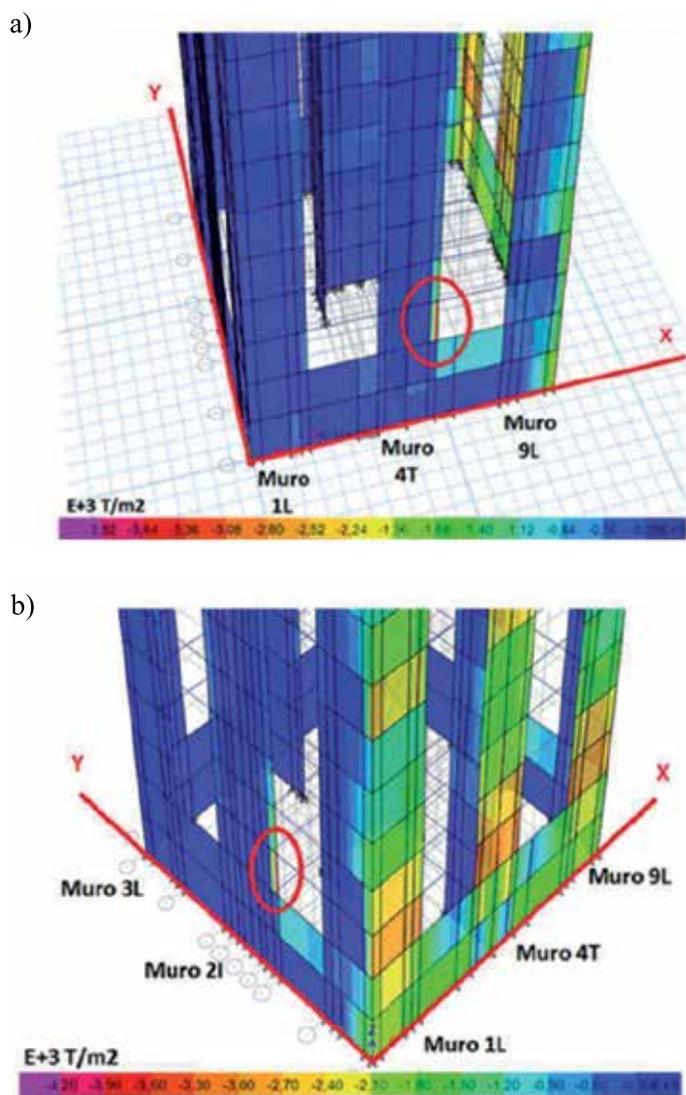
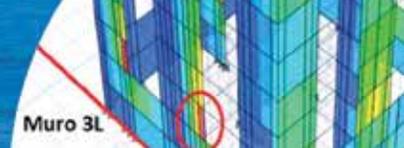


Figura 18: Capacidad máxima (círculo rojo): a) 3975 T/m², muro 4T, piso 1, patrón T. inv. X y b) 4404 T/m², muro 2I, piso 1, patrón modal -Y

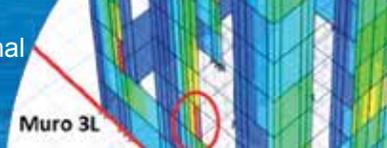
3. En relación a la forma de determinar el espectro de desplazamiento elástico, se encuentran importantes diferencias en los valores que se obtienen para sismo frecuente y ocasional. Es así, que producto de ello resultan diferencias en los desplazamientos de techo de hasta un 167% para sismos frecuentes y 125% para sismos ocasionales y en el caso de corte basal de hasta un 165% para sismos frecuentes y 118% para sismos ocasionales, al aplicar DS61 (2011) con respecto a FEMA 440 (2005).
4. Respecto a los patrones de carga utilizados para determinar la curva de capacidad del edificio se concluye que, para el desplazamiento de techo el patrón

modal alcanza valores de hasta un 25% mayor que el patrón de masas y que para el corte basal el patrón de masas alcanza valores de hasta un 50% mayor que el patrón modal.

5. Respecto a la comparación de los *drift* entrepisos obtenidos de los puntos de desempeño evaluados versus los *drift* entrepisos del análisis sísmico convencional se concluye que los primeros nunca superan el límite operacional (0.5%). Sin embargo, la mayoría de los casos supera el límite de desplazamiento relativo máximo (*drift* > 0.2%) requerido por la normativa chilena (NCh433, 2010).
6. En relación a los cortes por piso se concluye que solo para sismo frecuente y ocasional según FEMA 440 (2005) se obtienen resultados inferiores o similares al análisis sísmico realizado según los requerimientos de la normativa chilena. En el caso del desplazamiento relativo máximo se concluye que para todas las demandas consideradas sus resultados son mayores al análisis sísmico requerido por la normativa chilena.
7. Respecto a las tensiones en muros se concluye que, para los puntos de desempeño obtenidos, los muros 4T y 1L son los que presentan las tensiones máximas de compresión para sismos en la dirección X y los muros 2I y 8I en el caso de sismos en la dirección Y.
8. Al aplicar un *pushover* hasta alcanzar un desplazamiento máximo de techo, es decir, la máxima capacidad presentada en las curvas de capacidad, se obtienen tensiones superiores de hasta un 84.4% en la dirección X y un 126.3% en la dirección -Y a las obtenidas con respecto a las tensiones en puntos de desempeño con la demanda sísmica más desfavorable (sismo muy raro). Se destaca que en la dirección X el muro 1L tiene mayores tensiones que el muro 4T.

Referencias

- ATC-40 (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Applied Technology Council, Redwood City, USA
- DS60 (2011). *Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado*. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Chile
- DS61 (2011). *Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios*. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Chile



- ETABS (2015). Computers and Structures Inc. Analysis R. Berkeley, USA
- Fahjan, Y.M., Kubin, J. and Tan, M.T. (2010). Nonlinear analysis methods for reinforced concrete buildings with shear walls. *14th European Conference on Earthquake Engineering*, vol. 5, 3380-3387
- FEMA 273 (1997). NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA
- FEMA 274 (1997). NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA
- FEMA 356 (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA
- FEMA 440 (2005). Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA
- NCh433 (2010). Diseño sísmico de edificios. NCh433 Of.1996 mod.2009. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile
- NCh3171 (2010). Diseño estructural: disposiciones generales y combinaciones de cargas. NCh 3171 Of2010. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile
- Lagos, R., Kupfer, M., Lindenberg, J., Bonelli, P., Saragoni, R., Gueldelman, T., Massone, L., Boroschek, R. and Yañez, F. (2012). Seismic performance of high-rise concrete buildings in Chile. *International Journal of High-Rise Buildings* **1**(3), 181-194
- Mander, J.B, Priestley, M.J.N. and Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering* **114**(8), 1804-1826
- SEAOC (1995). Conceptual framework for performance based seismic engineering of buildings. Vision 2000 Committee and California Office of Emergency Services, Sacramento, USA



Análisis dinámico de una torre autoportada sujeta a cargas de viento y sismo

Dynamic analysis of a self-supported tower subjected to wind and seismic loadings

Fecha de entrega: 26 de mayo 2017
Fecha de aceptación: 28 de marzo 2018

Ingrid Fernández, Vivian B. Elena, Patricia Martín, Yanet Corona e Israel A. Hernández

Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría CUJAE, Calle 114, No. 11901, Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana, Cuba, ingridfl@civil.cujae.edu.cu, vivian@civil.cujae.edu.cu, patriciamr@civil.cujae.edu.cu, ycorona@proyectos.ohc.cu, ihernandez@proyectos.ohc.cu

Las torres autoportadas son estructuras que requieren atención especial bajo las acciones dinámicas generadas por cargas de viento y sismo. Se pueden identificar tres enfoques para el análisis dinámico de estas estructuras: métodos estáticos equivalentes, métodos en el dominio de la frecuencia y métodos en el dominio del tiempo. El desarrollo de la computación en las últimas décadas ha facilitado las aplicaciones de los métodos de análisis dinámico complejos, como el método del dominio del tiempo, que pueden resolverse mediante técnicas de superposición modal o de integración directa. Dada la coexistencia en la literatura de ambas técnicas en el análisis de torres autoportadas, el presente trabajo tiene como objetivo comparar la respuesta en términos de desplazamientos y reacciones de soporte, de una torre autoportada bajo la acción de cargas dinámicas de viento y sismo, utilizando la superposición modal y la integración directa. Los resultados de la aplicación de ambas técnicas mostraron diferencias inferiores al 2% en los valores de las reacciones de apoyo y los desplazamientos de la torre. El procedimiento basado en la superposición modal es más eficiente ya que consume menos tiempo y memoria computacional.

Palabras clave: análisis dinámico, viento, sismo, integración directa, superposición modal

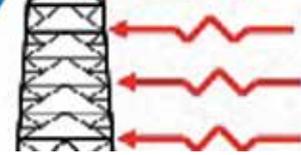
Self-supporting towers are structures that require special attention under the dynamic actions generated by wind loads and seismic loads. Three approaches can be identified for the dynamic analysis of these structures: equivalent static methods, methods in the frequency domain and methods in the time domain. The development of computation in recent decades has made easier the applications of complex dynamic analysis methods, such as the time domain method, that can be solved by means of modal superposition or direct integration techniques. Given the coexistence in the literature of both techniques in the analysis of the self-supported towers, the present work aims to compare the response in terms of displacements and support reactions, of a self-supported tower under the action of dynamic loads of wind and earthquake, using modal superposition and direct integration. The results of the application of both techniques showed differences of less than 2% in the values of support reactions and the displacements of the tower. The procedure based on modal superposition is more efficient since it consumes less time and computational memory.

Keywords: dynamic analysis, wind, earthquake, direct integration, modal superposition

Introducción

La complejidad de las obras civiles actuales, el desarrollo del conocimiento de las cargas que actúan sobre las estructuras y su variación con el tiempo, hacen cada vez más frecuentes los análisis estructurales asistidos por computadoras. Sin embargo, sigue siendo un proceso

complejo para determinar las condiciones de disipación de energía y cargas dinámicas, especialmente las debidas al efecto de los sismos o del viento. En aras de minimizar los errores que producen las simplificaciones o estimaciones asumidas en las características de los modelos computacionales, adquiere una gran significación



la determinación de las ventajas o limitaciones de los métodos de análisis y herramientas numéricas existentes en función de las características estructurales de las obras civiles.

Las torres reticuladas de tipología autoportada son estructuras con comportamiento lineal con predominio de un modo fundamental de vibración. En esta tipología de torre es posible desarrollar el análisis dinámico mediante tres enfoques fundamentales: métodos estáticos equivalentes, métodos en el dominio de la frecuencia o en el dominio del tiempo. En el dominio del tiempo específicamente, si la estructura es lineal, como es el caso de las torres autoportadas, la resolución numérica de la ecuación de movimiento puede ser abordada mediante dos técnicas: superposición modal o integración directa. Los estudios dinámicos en el dominio del tiempo sobre estas estructuras comenzaron a ganar auge desde la década del setenta. Uno de los trabajos pioneros en esta línea ante cargas de viento es el de Chiu y Taoka (1973). Estos autores analizaron el comportamiento de una torre autoportada a través de mediciones a escala real y simulaciones numéricas del campo de viento y de la respuesta de la estructura a través de un proceso iterativo paso a paso.

Augusti *et al.* (1992) emplearon también la vertiente experimental y numérica ante acciones del viento. En ese trabajo fue realizado un análisis dinámico numérico directo sobre la torre, para lo cual fueron sintetizadas series temporales de viento. Ante acciones sísmicas en los años noventa y primera década de los años 2000 se destacan autores que han hecho uso de estos métodos como Khedr y McClure (1999) y Amiri *et al.* (2007a). Khedr y McClure (1999) estudiaron 10 torres con alturas entre 66 y 121 m sometidas a 45 funciones horizontales, provenientes de 23 eventos sísmicos diferentes. El estudio de Khedr y McClure (1999) fue realizado con asistencia del software SAP90, empleando el método del dominio del tiempo por superposición modal. Amiri *et al.* (2007a) al igual que los autores anteriores emplearon 10 torres, sin embargo las alturas de estas oscilaron entre 18 y 67 m. Las estructuras fueron analizadas también en este caso por el método de superposición modal con asistencia del software SAP2000. Chen y Li (2012) analizaron una torre autoportada meteorológica de 102 m de altura mediante las técnicas de integración directa ante los efectos de una

función simulada de viento con asistencia del software SAP2000. Martín y Elena (2012) hacen uso del mismo software conduciendo un análisis por superposición modal para obtener la respuesta estructural de una torre de 60 m de altura bajo carga sísmica.

Dada la coexistencia en la bibliografía de varias vías de solución de la ecuación de movimiento en el dominio del tiempo ante acciones dinámicas, el presente trabajo tiene como objetivo comparar la respuesta, en términos de desplazamientos y reacciones de apoyo, de una torre autoportada sometida a efectos de cargas dinámicas de viento y sismo mediante las técnicas de superposición modal e integración directa.

Métodos de solución de la ecuación de movimiento

El equilibrio de fuerzas de los sistemas de múltiples grados de libertad con masas concentradas, en cualquier instante de tiempo puede ser expresado mediante la siguiente fórmula:

$$F_I + F_D + F_S = R \quad (1)$$

donde F_I es el vector de las fuerzas de inercia actuando en el nodo de concentración de la masa, F_D es el vector de amortiguamiento viscoso o de disipación de energía, F_S es el vector de las fuerzas internas de la estructura y R es el vector de las fuerzas externas aplicadas. Para sistemas lineales, los vectores de fuerza pueden ser reemplazados y expresados en términos de las propiedades físicas de los sistemas estructurales de forma que F_I se sustituye por (2), F_D por (3) F_S y por (4) como sigue:

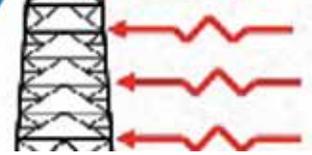
$$F_I = M\ddot{v} \quad (2)$$

$$F_D = C\dot{v} \quad (3)$$

$$F_S = Kv \quad (4)$$

De estos términos M , C y K son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez de la estructura y \ddot{v} , \dot{v} y v los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento respectivamente. De esta forma (1) puede sustituirse por (5) que es la denominada ecuación diferencial del movimiento para sistemas lineales de múltiples grados de libertad (*e.g.* Clough y Penzien, 1993).

$$M\ddot{v} + C\dot{v} + Kv = R \quad (5)$$



En la superposición modal, la ecuación diferencial del movimiento es transformada en formas modales, expresando el vector desplazamiento como una combinación lineal de vectores propios o autovectores. Si se aplica la transformación en coordenadas ortogonales a (5), de acuerdo con Clough y Penzien (1993), se obtiene la siguiente ecuación de movimiento desacoplada en modos individuales:

$$M_n \ddot{Y}_n + C_n \dot{Y}_n + K_n Y_n = R_n \quad (6)$$

donde las coordenadas modales de los n modos, son definidas como:

$$M_n = \phi_n^T m \phi_n \quad (7)$$

$$C_n = \phi_n^T c \phi_n \quad (8)$$

$$K_n = \phi_n^T k \phi_n \quad (9)$$

$$R_n = \phi_n^T r(t) \quad (10)$$

Si (6) se divide por la masa, la ecuación modal del movimiento puede ser reescrita y queda expresada mediante (11), donde el término ζ_n es la razón de amortiguamiento modal y ω_n es la frecuencia natural no amortiguada.

$$\ddot{Y}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{Y}_n + \omega_n^2 Y_n = \frac{R_n}{M_n} \quad (11)$$

La respuesta total del sistema puede ser obtenida resolviendo las n ecuaciones modales individuales y superponiendo sus efectos.

Las características de los modos involucrados en el análisis deben ser previamente obtenidas de un análisis modal. Dos métodos son empleados fundamentalmente para obtenerlas: el método de vectores propios (*eigenvectors*) y el método de vectores de Ritz (Wilson, 2002). Los vectores propios determinan las vibraciones no amortiguadas libres de los modos del sistema, involucrando en la solución los valores propios generados en el problema de resolución de la ecuación diferencial del movimiento. La principal desventaja de este método es que no toma en cuenta la distribución espacial de la carga, con lo cual muchos de los modos calculados son ortogonales a la misma y no participan

en la respuesta dinámica de la estructura, requiriendo trabajo computacional adicional. Wilson *et al.* (1982) introducen por vez primera los análisis dinámicos sobre la base de un conjunto especial de vectores dependientes de la carga: los vectores de Ritz. Se ha demostrado que el empleo de los vectores de Ritz conduce a resultados más precisos cuando se trata de la realización de análisis dinámico de estructuras (Clough y Penzien 1993; Zhou y Zheng, 2008; Aktas y Karasin, 2014; Chopra 2014).

En la integración paso a paso, el análisis es dividido en una secuencia de pasos o intervalos cortos de tiempo $(0, \Delta t, 2\Delta t, \dots, T)$, donde T , es la duración total de la serie temporal, luego para cada paso Δt se obtiene una respuesta. Con estos principios se han desarrollado varios procedimientos de integración numérica, los que de forma general pueden ser clasificados en explícitos o implícitos. Los métodos explícitos son condicionalmente estables respecto al tamaño del intervalo Δt , por lo tanto requieren de pasos de tiempo lo suficientemente cortos para garantizar la precisión (Chopra, 2014). Dentro de este grupo se encuentra principalmente el método de diferencia central (Clough y Penzien, 1993; Chopra, 2014). Las matrices de aceleración y velocidad en este método son aproximadas a través de las fórmulas (12) y (13).

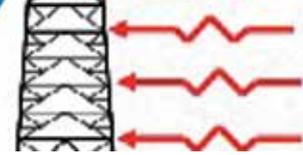
$$\ddot{v}_t = \frac{1}{\Delta t^2} [v_{t-\Delta t} - 2v_t + v_{t+\Delta t}] \quad (12)$$

$$\dot{v}_t = \frac{1}{2\Delta t} [-v_{t-\Delta t} + v_{t+\Delta t}] \quad (13)$$

Las fórmulas (12) y (13) se sustituyen en la ecuación de movimiento (5) para obtener la respuesta final. Para que la solución sea estable se debe garantizar el cumplimiento de $\Delta t < \frac{T_n}{\pi}$, donde T_n es el periodo natural más pequeño de los modos de interés de la estructura (Clough y Penzien, 1995).

Dentro de los métodos implícitos se encuentran principalmente: el método de Newmark- β , el método de Wilson- θ y el método de Hilber-Hughes y Taylor- α (Wilson, 2002; Chopra, 2014). Las ecuaciones de este método de integración para el desplazamiento y la velocidad, surgen de truncar la serie de Taylor (Wilson, 2002).

$$v_{t+\Delta t} = v_t + \Delta t \dot{v}_t + \Delta t^2 \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{v}_t + \beta \ddot{v}_{t+\Delta t} \right] \quad (14)$$



$$\dot{v}_{t+\Delta t} = \dot{v}_t + \Delta t[(1 - \gamma)\ddot{v}_t + \gamma\ddot{v}_{t+\Delta t}] \quad (15)$$

De las ecuaciones anteriores, β y γ son factores que deben ser determinados para garantizar la estabilidad y precisión del método. Los valores típicos de estos factores son: $\gamma = \frac{1}{2}$ y $\frac{1}{4} \leq \beta \leq \frac{1}{6}$ (Chopra, 2014). Como casos especiales del método de Newmark se encuentran los métodos de aceleración lineal y aceleración constante promedio, pues el análisis de estas consideraciones para la aceleración conduce a los mismos resultados que considerar las ecuaciones de Newmark con $\gamma = \frac{1}{2}$ y $\beta = \frac{1}{6}$ y en el caso de la aceleración lineal y $\gamma = \frac{1}{2}$ y $\beta = \frac{1}{4}$ para la aceleración constante promedio. El primero de estos métodos es estable si se cumple la relación $\Delta t/T_n \leq 0.51$ y el segundo es incondicionalmente estable (Chopra, 2014). Wilson *et al.* (1972) convirtieron el método de Newmark clásico, o de aceleración lineal en incondicionalmente estable al introducir un factor θ . Con la introducción de este término, las ecuaciones estándares del método de Newmark son modificadas asumiendo que $\Delta t' = \theta \Delta t$ y la función de la carga de la ecuación de movimiento debe ser sustituida mediante:

$$R_t' = R_t + \theta(R_{t+\Delta t} - R_t) \quad \text{con } \theta \geq 1 \quad (16)$$

Wilson (2002) no recomienda el empleo del factor θ porque para sistemas donde sea importante analizar un número alto de modos se introducen errores considerables en la respuesta. El método de Hilber-Hughes y Taylor- α denominado por sus siglas como HHT- α es también una generalización del método de Newmark- β y es idénticamente igual el método de aceleración constante si $\alpha = 0$. Las ecuaciones diferenciales para este método son las mismas que para Newmark- β . La variación fundamental está en la introducción del parámetro α dentro de la ecuación de movimiento resultando la fórmula (17), planteada para sistemas lineales. Los valores habituales de α están entre 0 y -1/3.

$$M\ddot{v}_t + (1 + \alpha)C\dot{v}_t + (1 + \alpha)Kv_t = (1 + \alpha)R_t - \alpha R_t + \alpha C\dot{v}_{t-\Delta t} + \alpha K v_{t-\Delta t} \quad (17)$$

De todos estos métodos de integración directa, el de Newmark- β , específicamente el enfoque de aceleración constante promedio, es uno de los más empleados en

estructuras tipo torre para resolver los análisis dinámicos (Gani y Légeron, 2010; Bentes *et al.*, 2014).

Modelación de una estructura

El estudio se realizó sobre una torre autosoportada de sección transversal cuadrada. La torre presenta una forma troncopiramidal hasta una altura de 45 m, sobre la cual se eleva una torreta de 15 m y más arriba un mástil de 6 m de longitud y sección tubular con un diámetro de 0.35 m y un espesor de 1.68 mm. La dimensión de la base es de 6 m y va disminuyendo hasta una sección de 1.17 m de lado en donde comienza el tramo recto denominado torreta. La torre presenta antenas de dos tipologías, 24 paneles UHF colocados en el mástil y 12 paneles VHF colocados en la torreta. En la Figura 1 se aprecian las secciones transversales de los elementos componentes y la ubicación de las antenas.

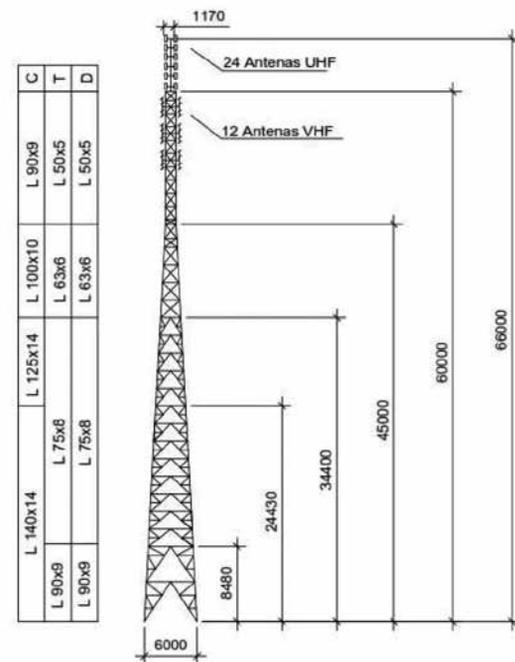


Figura 1: Características geométricas de la torre y ubicación de las antenas

La modelación y análisis se realizó con asistencia del software SAP2000 (2011) versión 14. La torre fue modelada como una estructura tridimensional de barras articuladas en sus extremos, con excepción de las columnas que son elementos continuos. El material es acero y se consideró elástico y lineal con tensión de fluencia de 250 MPa y tensión de rotura de 400 MPa. Las condiciones de apoyo se consideraron articuladas.



Fue realizado un análisis modal llevado a cabo mediante el método de los vectores de Ritz. Para la realización del análisis modal fueron asignadas como masas adiciones a las de la estructuras, las antenas en sus puntos de ubicación. Se determinó que la estructura presenta un único modo de vibración, el primero, de tipo flector, que presenta período de oscilación superior a 1 s, específicamente 1.25 s; y luego muestra algunos otros modos flectores, torsores y axiales, todos con períodos inferiores a 1 s y bajos porcentajes de participación de la masa. La Figura 2 muestra las formas de los tres primeros modos, todos flectores, con períodos de 1.25, 0.35 y 0.29 s respectivamente.

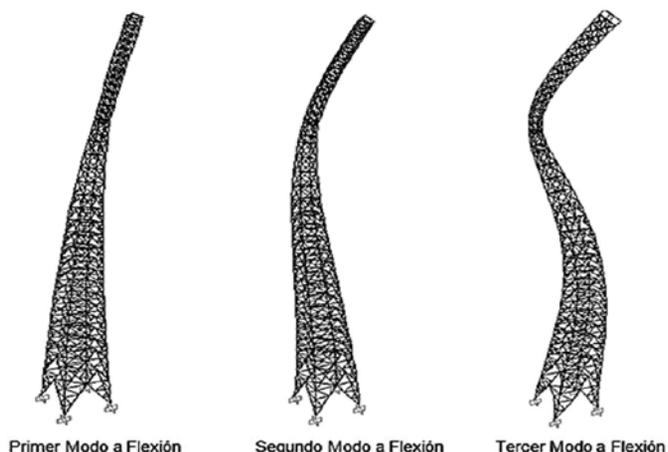


Figura 2: Formas de los primeros tres modos de oscilación de la torre en estudio

Las cargas consideradas fueron las permanentes derivadas del peso propio de los elementos componentes de las antenas y las cargas de viento y sismo las cuales son detalladas a continuación.

Carga de viento

La fuerza de viento a aplicar sobre la estructura fue obtenida de la suma de la componente media (18) y la componente fluctuante (19)

$$\bar{F}(z) = 1/2 \rho_a C_a A_{ref} \bar{U}(z)^2 \quad (18)$$

$$F_u(z, t) = \rho_a C_a A_{ref} \bar{U}(z) u(z, t) \quad (19)$$

De las ecuaciones C_a es el coeficientes de arrastre que se obtuvo de ensayos en túnel de viento previos a este trabajo (Martín, 2014), A_{ref} es el área de referencia, obtenida como el área proyectada de los miembros de la torre sobre una de sus caras, ρ_a es la densidad del aire que toma un valor

de 1.25 kg/m^3 para una temperatura de 15°C y $\bar{U}(z)$ y $u(z, t)$ son la velocidad media y turbulenta a una altura z . La velocidad media del viento $\bar{U}(z)$ varía con la altura y fue obtenida para este estudio mediante la ley logarítmica dada por (e.g. Cao, 2013):

$$\bar{U}(z) = \frac{u_*}{k} \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (20)$$

donde k es la constante de von Karman aproximadamente igual a 0.4, u_* es la velocidad de fricción (3.4 m/s), obtenida mediante la extrapolación del perfil logarítmico para una velocidad media del viento de 45 m/s a una altura de 10 m del nivel del terreno de acuerdo con la norma cubana (NC-285, 2003). El parámetro z_0 es la longitud de rugosidad, asumida para este estudio como 0.05 y z es la altura del punto donde debe ser obtenida la velocidad. Las velocidades medias fueron calculadas para distintas alturas en las que se dividió la torre para el análisis, ellas fueron: 8.48, 14.46, 20.44, 26.42, 32.41, 36.40, 42.38, 45.00, 49.50, 55.50, 60, 61, 62, 63, 64, 65 y 66 m, aproximadamente cada dos niveles de tranques.

La velocidad turbulenta $u(z, t)$ fue obtenida mediante técnicas de simulación de Montecarlo a partir del empleo de la fórmula de generación digital de Shinozuka y Jan (1972) tal como recomiendan varios trabajos (e.g. Zhang *et al.*, 2013; Serrano *et al.*, 2014). Las series turbulentas fueron generadas para las mismas alturas mencionadas arriba. Una representación esquemática de las funciones generadas se muestra en la Figura 3.

Fue considerada la siguiente expresión de von Karman para el autoespectro en correspondencia con referencias internacionales (AS/NZS1170.2, 2011; An *et al.*, 2012; Fu *et al.*, 2012):

$$S_u(\omega) = \frac{4\sigma_u^2 f L_u/z}{n[1 + 70.8(f L_u/z)^2]^{5/6}} \quad (21)$$

Donde $f = \frac{nz}{\bar{U}(z)}$ es la coordenada de Monin, $n = \frac{\omega}{2\pi}$, ω son las frecuencias angulares, L_u es la escala integral de la componente u de la turbulencia en (22) y σ_u^2 es la varianza de la componente u . La varianza es derivada de la relación (23) que existe con la intensidad de turbulencia que es asumida en este trabajo mediante (24).

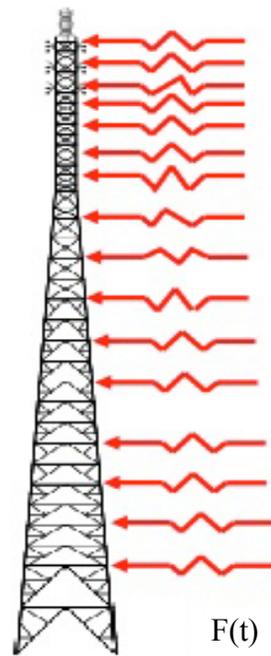
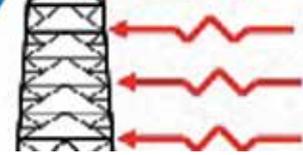


Figura 3: Esquema de las funciones de turbulencias del viento en los niveles de la torre.

$$L_u = 300 \left(\frac{z}{200} \right)^{0.67+0.05 \ln(z/z_0)} \quad (22)$$

$$I = \sigma_u / \bar{U} \quad (23)$$

$$I = 1 / \ln(z/z_0) \quad (24)$$

Para el espectro cruzado entre dos puntos cualesquiera (a las alturas z_1 y z_2), se utilizó (25) y (26) para la función de coherencia espacial.

$$S_{u_1 u_2}(\omega) = \sqrt{S_{u_1}(\omega) S_{u_2}(\omega)} \exp(-f_{12}(\omega)) \quad (25)$$

$$f_{12}(\omega) = \frac{2n \sqrt{k_z^2 \Delta z^2}}{[(\bar{U}(z_1) + \bar{U}(z_2))] } \quad (26)$$

Donde Δz es la distancia vertical entre dos puntos y k_z es el coeficiente de decaimiento tomado como 10 (Solari y Piccardo, 2001). El campo de velocidades generado tiene las siguientes características: número de intervalos de frecuencia y de tiempo $N_\omega = N_t = 2^{14}$, paso de tiempo $\Delta t = 0.05/s$ y frecuencia de corte $\omega_u = 62.8 \text{ rad/s}$. La simulación de las series fue realizada con la asistencia del software Matlab (2013) y dado el carácter aleatorio de la carga

de viento y las recomendaciones de emplear más de una muestra para realizar un análisis estadístico de la respuesta de la estructura (Gani y Légeron, 2010), fueron generadas 10 muestras, cada una contiene las 17 funciones resultantes de la división por alturas de la torre.

Carga de sismo

Para la carga de sismo fueron escogidas las funciones variables con el tiempo, correspondientes al terremoto El Centro. Los datos de las mediciones del terremoto fueron obtenidos de la base PEER (2011). Dos componentes del sismo fueron utilizadas, la correspondiente a la medición Norte-Sur (x) donde el máximo valor de aceleración *PGA* (*Peak Ground Acceleration*) es 0.313g y la medición Este-Oeste (y) donde el PGA es 0.215g. La carga de sismo se consideró actuando simultáneamente en un 100% en el sentido de x y en un 30% en el sentido de y (Amiri *et al.*, 2007b). El intervalo de datos de las mediciones de la aceleración fue de $\Delta t = 0.005 \text{ s}$ (PEER, 2011) y el tiempo total del registro es de 30 s.

Parámetros de los métodos

El método de superposición modal se basa en el análisis modal previo, como quedó definido anteriormente, desarrollado en este estudio mediante los vectores de Ritz. En la medida que el número de modos involucrados en el análisis sea mayor, también lo será la precisión de la respuesta estructural. La cantidad de modos que consideraron Amiri *et al.* (2007a) y Martín y Elena (2012) fueron 20 y 25 respectivamente. En el presente estudio se comenzó el análisis con 20 modos, aumentando a razón de 10 hasta 100 para evaluar la precisión de la respuesta estructural. Tanto para la carga de viento como para la de sismo, de la evaluación resultó que no existen variaciones en la respuesta en más del 0.1% entre el análisis con el menor y el mayor número de modos involucrados. Por otra parte, el tiempo de cómputo consumido tampoco fue considerable de un análisis a otro, pues ninguno presentó más de 20 s, decidiéndose trabajar con el máximo número de modos estudiados. Además del número de modos es necesario definir el tamaño de los intervalos de tiempo Δt , el número de intervalos de tiempo analizados N_t y el amortiguamiento de la estructura. Estos tres últimos parámetros también deben ser definidos en el caso de realizar un análisis por integración directa. Para la superposición modal el tamaño



de Δt no es tan significativo en la precisión de la respuesta como lo es para la integración directa, por lo que se tomaron las consideraciones necesarias para cumplir con los criterios de integración y se asumió el mismo intervalo de tiempo para la superposición modal. Sparling (1995) hizo empleo del método de Newmark- β con aceleración constante promedio y definió que debía ser cumplida la condición $\Delta t \leq T_n/10$, donde T_n el período del modo fundamental de vibración. En la torre estudiada se empleó el mismo método de integración para el análisis bajo carga de viento y de sismo, por lo que el valor del intervalo de tiempo calculado con la relación anterior es de 0.125 s. Sin embargo, se fijó un Δt de 0.05 s para que fuese igual al empleado para generar la carga de viento. En el caso de la carga de sismo se decidió asumir el mismo valor.

El número de intervalos de tiempo analizados N_t , se obtiene de dividir tiempo total del registro de carga entre el Δt definido. Para la carga de viento la extensión del registro es de 819.2 s y en el sismo de 30 s, por lo que N_t adquiere valores de 16384 y 600 respectivamente. Una de las vías para determinar el amortiguamiento es el método de Rayleigh expresado por:

$$C = a_c M + b_c K \quad (27)$$

donde a_c y b_c son factores obtenidos en función de la razón o fracción de amortiguamiento crítico ζ y las frecuencias de la estructura. Sparling (1995) plantea que si el sistema tiene una fracción de amortiguamiento ζ_1 en la frecuencia f_1 y una fracción ζ_2 en la frecuencia f_2 , a_c y b_c pueden ser obtenidos de:

$$b_c = \frac{\zeta_2 f_2 - \zeta_1 f_1}{\pi(f_2^2 - f_1^2)} \quad (28)$$

$$a_c = 4\pi\zeta_1 f_1 - 4\pi^2 b_c f_1^2 \quad (29)$$

De esta forma, la razón de amortiguamiento en cualquier otra frecuencia puede ser definida mediante (30) y es posible obtener mediante un proceso iterativo la matriz de amortiguamiento del sistema.

$$\zeta_f = \frac{a_c}{4\pi f} + \pi b_c f \quad (30)$$

Este procedimiento está implementado en el software

SAP2000 y fue el empleado en este trabajo tanto para la superposición modal como para la integración directa. Fue definido el valor de 0.05 como razón de amortiguamiento crítico en concordancia con varias referencias (e.g. Taillon *et al.*, 2012; Chopra, 2014; Martín, 2014).

Resultados y discusión

Las diferencias entre las técnicas de solución de la ecuación de movimiento fueron evaluadas a través del procesamiento de las reacciones de apoyo y de los desplazamientos resultantes de la aplicación sobre la estructura de las cargas dinámicas de viento y sismo. Para las cargas de viento los resultados que se muestran son los promedios de los máximos valores obtenidos de las diez muestras generadas.

La Figura 4 muestra los desplazamientos experimentados por la torre en función de la altura ante los distintos análisis desarrollados y cargas actuantes. Es posible apreciar que el comportamiento de la estructura es el mismo independientemente del análisis llevado a cabo. Sin embargo, se aprecia una diferencia considerable entre los valores de los máximos desplazamientos presentados ante las cargas de viento y sismo que fueron estudiadas. En cuanto a la respuesta ante una misma carga, evaluada con la técnica de superposición modal o integración directa se percibe claramente en el gráfico que ocurre un solape. En las reacciones de apoyo el comportamiento es el mismo que el evidenciado con los desplazamientos.

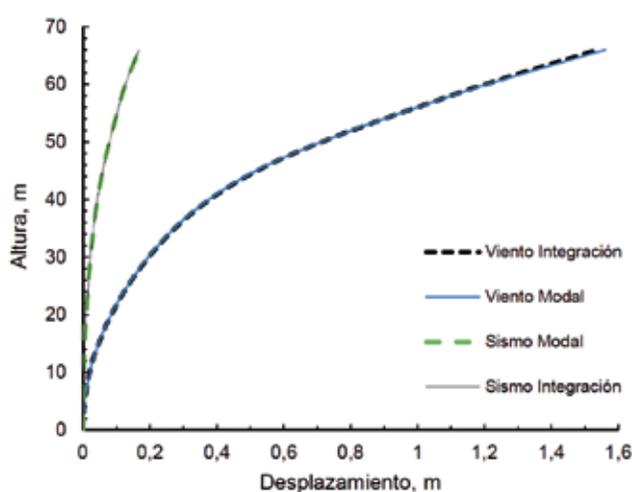
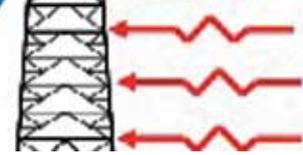


Figura 4: Desplazamiento con la altura evaluados ante las cargas de sismo y viento por integración directa y superposición modal

En la Tabla 1 se muestran las reacciones de apoyo



máximas de tracción T y compresión C y las diferencias porcentuales obtenidas de la comparación entre las dos técnicas de solución de la ecuación de movimiento, con lo cual se reafirma que la respuesta estructural de la torre autoportada puede ser obtenida por cualquiera de los dos procedimientos estudiados sin experimentar variaciones que superen el 2%.

Tabla 1: Comparaciones de los resultados de las reacciones de apoyo por superposición modal y por integración directa para cargas de viento y sismo

Análisis	Reacciones de apoyo, kN		máxima diferencia, %
	C	T	
Viento Modal	C	1363.69	1.22
	T	1297.11	
Viento Integración	C	1379.36	
	T	1281.43	
Sismo Modal	C	238.01	1.72
	T	131.22	
Sismo Integración	C	238.66	
	T	128.99	

Tabla 2: Comparación de la eficiencia computacional entre la integración directa y la superposición modal

Carga	Análisis	Tiempo de corrida, s	Memoria computacional requerida, MB
Viento	Superposición modal	19	135
	Integración directa	2220	2650
Sismo	Superposición modal	8	29
	Integración directa	1020	223

Unido al análisis de la respuesta estructural, y dada la poca variabilidad de los resultados, se decidió evaluar la eficiencia computacional de cada procedimiento. La Tabla 2 muestra la comparación realizada en cuanto al tiempo que demoran los modelos computacionales en correr y la ocupación en memoria. El estudio ante carga de viento es el que más tiempo demora y capacidad de almacenamiento demanda, por ambos métodos. Entre los dos procedimientos empleados, el de integración directa es el menos eficiente computacionalmente, puesto que demora 116 veces más que el de superposición modal para la carga de viento y 56 veces más para la carga de sismo. Con relación a la

memoria computacional, la integración directa ocupa una capacidad 20 veces mayor para la carga de viento y 8 veces mayor para la de sismo.

Conclusiones

Del análisis de la estructura puede concluirse que:

1. Se reafirma que las torres autoportadas presentan un modo fundamental de vibración que es el que mayor incidencia tiene en la respuesta dinámica de la estructura. Este comportamiento fue corroborado con el proceso iterativo de aumento del número de modos desarrollado para el análisis por superposición modal, donde un incremento de 20 a 100 modos no significó una variación en la respuesta en más de un 0.1%.
2. De acuerdo a los resultados del estudio realizado sobre la torre autoportada, la realización de estudios dinámicos ante series temporales de cargas de viento o sismo puede llevarse a cabo por cualquiera de los dos métodos de resolución de la ecuación de movimiento: superposición modal o integración directa, con variaciones en los resultados inferiores al 2%.
3. Computacionalmente el procedimiento basado en la superposición modal es más eficiente puesto que consume menos tiempo y memoria, validado de acuerdo a los resultados de todos los modelos numéricos realizados.

Referencias

- Aktas, G. and Karasin, A. (2014). Experimental confirmation for the validity of Ritz method in structural dynamic analysis. *Journal of Theoretical and Applied Mechanics* 52(4): 981-993
- Amiri, G.G., Barkhordari, M.A., Massah, S.R. and Vafaei, M.R. (2007a). Earthquake amplification factors for self-supporting 4-legged telecommunication towers. *World Applied Sciences Journal* 2(6), 635-643
- Amiri, G.G., Massah, S.R. and Boostan, A. (2007b). Seismic response of 4-legged self-supporting telecommunication towers. *International Journal of Engineering Transactions B: Applications* 20(2): 107-126
- An, Y., Quan, Y. and Gu, M. (2012). Field measurement of wind characteristics of Typhoon Muifa on the Shanghai World Financial Center. *International Journal of Distributed Sensor Networks* 893739



- AS/NZS 1170.2 (2011). Structural design actions. Part 2: Wind actions. Australian/New Zealand Standard
- Augusti, G., Bartoli, G., Borri, C., Gusella, V. and Spinelli, P. (1992). Wind load and response of broadcasting antennas: Three years of research work in cooperation with RAI. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* **43**(1), 2077-2088
- Bentes, J., Menezes, R.C. and Riera, J.D. (2014). Dynamic response of guyed towers in transmission lines submitted to broken conductors. *9th International Conference on Structural Dynamics EUROLYN 2014*, Cunha et al. eds., Porto, Portugal
- Cao, S. (2013). Strong winds and their characteristics. In *Advanced Structural Wind Engineering*. Tamura and Kareem eds., Springer, 1-28
- Chen, J. and Li, L. (2012). Investigation on dynamic response of steel tower structure under time-history wind load. *Applied Mechanics and Materials* **166-169**: 699-707
- Chiu, A.N.L. and Taoka, G.T. (1973). Tower response to actual and simulated wind forces. *Journal of the Structural Division* **99**(9): 1911-1929
- Chopra, A.K. (2014). *Dinámica de Estructuras*. Prentice Hall, México
- Clough, R.W. and Penzien, J. (1993). *Dynamics of Structures*. 2nd ed., McGraw-Hill, New York
- Fu, J.Y., Wu, J.R., Xu, A., Li, Q.S. and Xiao, Y.Q. (2012). Full-scale measurements of wind effects on Guangzhou West Tower. *Engineering Structures* **35**, 120-139
- Gani, F. and Légeron, F. (2010). Dynamic response of transmission lines guyed towers under wind loading. *Canadian Journal of Civil Engineering* **37**(3): 450-465
- Khedr, M. and McClure, G. (1999). Earthquake amplification factors for self-supporting telecommunication towers. *Canadian Journal of Civil Engineering* **26**(2), 208-215
- Martín, P. (2014). *Estudio analítico-experimental de torre autoportada con presencia de antenas bajo la acción del viento*. Tesis de Doctorado, Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría
- Martín, P. y Elena, V.B. (2012). Análisis sísmico de modelos cubanos de torres autoportadas de telecomunicaciones. *Revista Cubana de Ingeniería* **3**(2): 25-34
- Matlab (2013). Matlab2013a. The MathWorks Inc. Natick, Massachusetts, USA
- NC-285 (2003). Carga de viento. Método de cálculo. Oficina Nacional de Normalización, Cuba
- PEER (2011). PEER strong motion database. Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, USA
- SAP2000 (2011). Computer program v14. Computers and Structures Inc., Berkeley, USA
- Serrano, O.J.P., Mora, E.B. y Salazar, A.R. (2014). Simulación de la componente longitudinal del viento por representación espectral y el análisis dinámico en edificios de cortante. *XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Puerto Vallarta, Jalisco, México
- Shinozuka, M. and Jan C.M. (1972). Digital simulation of random processes and its applications. *Journal of Sound and Vibration* **25**(1): 111-128
- Solari, G. and Piccardo, G. (2001). Probabilistic 3-D turbulence modeling for gust buffeting of structures. *Probabilistic Engineering Mechanics* **16**(1): 73-86
- Sparling, B.F. (1995). *The dynamic behaviour of guys and guyed masts in turbulent winds*. PhD thesis, The University of Western Ontario, Canada
- Taillon, J.Y., Légeron, F. and Prud'homme, S. (2012). Variation of damping and stiffness of lattice towers with load level. *Journal of Constructional Steel Research* **71**, 111-118
- Wilson, E.L., Farhoomand, I. and Bathe, K.J. (1972). Nonlinear dynamic analysis of complex structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **1**(3), 241-252
- Wilson, E.L. (2002). *Three-dimensional static and dynamic analysis of structures*. 3rd ed., Computer and Structures Inc., Berkeley, USA
- Wilson, E.L., Yuan, M.W. and Dickens, J.M. (1982). Dynamic analysis by direct superposition of Ritz vectors. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **10**(6), 813-821
- Zhang, Z., Li, H., Li, G., Wang, W. and Tian, L. (2013). The numerical analysis of transmission tower-line system wind-induced collapsed performance. *Mathematical Problems in Engineering* 413275
- Zhou, L. and Zheng, W.X. (2008). Three-dimensional analysis of thick plates by MLS-Ritz method. *International Journal of Structural Stability and Dynamics* **8**(1): 77-101



Estudio de los pavimentos de túneles carreteros: ventajas de los pavimentos de hormigón frente a los bituminosos

Study of motorway tunnel pavements: advantages of concrete against asphalt pavements

Fecha de entrega: 6 de febrero 2018

Fecha de aceptación: 7 de mayo 2018

Jesús Díaz¹ y Fernando Hacar²

¹ IECA Tecnología, Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones, C/ José Abascal, 53 – 1º, 28003 Madrid, España, jdiaz@ieca.es

² Ingeniero Técnico de Obras Públicas, Madrid, España, fhacar@gmail.com

Considerando tanto drenaje de un vertido accidental de una mercancía peligrosa sobre la calzada, así como el fuego de dicho vertido con afección a la capa de rodadura, se realiza un estudio comparado de los pavimentos de hormigón y pavimentos bituminosos para túneles de carretera (con capas de rodadura de hormigón o bituminosas). Según se concluye en el presente trabajo, en túneles carreteros en los que se autorice el paso de mercancías peligrosas, la consideración conjunta de ambos aspectos aconseja la ejecución de pavimentos con capa de rodadura de hormigón (pavimentos de hormigón) en túneles de más de 500 m de longitud.

Palabras clave: túnel de carretera, vertido accidental, pavimento de hormigón, pavimento bituminoso, fuego

Considering both drainage of an accidental spillage of a dangerous goods on the road, as well as the fire of that spill with affection to the surface layer, a comparative study is made of the concrete pavements and bituminous pavements for road tunnels (with surface layers of concrete or bituminous). As concluded in the present work, in road tunnels that authorize the passage of dangerous goods, the joint consideration of both aspects advises the execution of pavements with surface layers of concrete (concrete pavements) in tunnels of more than 500 m long.

Keywords: road tunnel, accidental spillage, concrete pavement, bituminous pavement, fire

Introducción

De forma general, el pavimento de una carretera está constituido por un conjunto de capas horizontales cuya función es transmitir a la explanada las sollicitaciones del tráfico suficientemente amortiguadas para que puedan ser soportadas por ésta sin deformarse. Por otra parte, la capa de rodadura (bien sea de un material bituminoso o de hormigón) debe proporcionar una superficie de rodadura cómoda y segura para la circulación de los vehículos (Miró, 2006).

Tal vez el pavimento de los túneles puede ser considerado como una unidad diferenciada o un elemento independiente dentro del tramo de carretera del que forman parte. El pavimento que se disponga en un túnel debe estudiarse detenidamente, sin la necesidad de coincidir con el del resto de la carretera. En algunos países es usual la

colocación de un pavimento en la carretera y otro diferente en todas las estructuras o túneles, resultando esta práctica perfectamente asumida por el conductor.

Seguidamente se presentan algunos estudios relativos a la discusión relativa al empleo de pavimentos de hormigón o pavimentos bituminosos en túneles.

Como veremos en los siguientes epígrafes, es interesante resaltar que mientras los sistemas de drenaje para vertidos accidentales son preceptivos en túneles de más de 500 m (en Europa y en España) ó 300 m (en Francia) en los que se permita el paso de mercancías peligrosas, en España, por razones de fuego, los pavimentos de hormigón (con capa de rodadura de hormigón) sólo son preceptivos en túneles de más de 1 km (tanto si se autoriza o no el paso de mercancías peligrosas).

Pavimentos de hormigón y pavimentos bituminosos

Algunos autores (e.g. del Val Melús *et al.*, 2007; de Lathawer, 2007) señalan que el empleo de pavimentos bituminosos no produce un significativo adverso impacto en la seguridad en caso de incendio y por ello –según los citados autores– pueden ser empleados dichos pavimentos.

Por el contrario, estudios como el realizado por el GIDAI (2011) apuntan en sentido contrario. Las probetas de hormigón no se degradan ni a las altas temperaturas ensayadas superiores a 500°C, generan poco humo (prácticamente vapor de agua) permitiendo cierta visibilidad, no entran en ignición y emite reducidas cantidades de gases tipo CO₂, CO, SO₂ o CH₄ (metano).

Posteriormente, el Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones IECA, contando con la colaboración de la Asociación Profesional de Técnicos de Bomberos APTB, realizan unas modelizaciones de diferentes incendios (APTB-IECA, 2013), recomendando el empleo de pavimentos de hormigón (capa de rodadura de hormigón) en todos los túneles por el mayor nivel de seguridad que proporciona en el caso de un incendio provocado por cualquier trágico accidente. Frente a otras soluciones, se reduce la emisión de humos y gases tóxicos, no aumenta la carga de fuego, no es inflamable, por lo que no contribuyen a la rápida extensión del fuego, y se mantiene íntegro a las temperaturas usualmente alcanzadas, lo que permite el acceso de los equipos profesionales de extinción y salvamento.

Seguidamente se transcriben algunos párrafos del citado estudio de la APTB-IECA (2013):

“Cuando la potencia del incendio supera los 30 MW las llamas pueden comenzar a extenderse a ambos lados del vehículo por debajo de la bóveda si el sistema de evacuación de humos no puede absorber el volumen de gases generados. Las llamas pueden alcanzar varias decenas de metros en ambas direcciones. Como consecuencia la radiación emitida por las llamas aumentará alcanzando a nivel del suelo los 40 kW/m² y conseguirá en pocos segundos que la temperatura del pavimento llegue a los 300°C. A partir de esas temperaturas es cuando los dos tipos de pavimento empiezan a comportarse de maneras muy diferentes.

...

Los pavimentos a base de mezclas bituminosas por tener un componente combustible como es el betún tendrán un comportamiento diferente durante un incendio. Cuando las temperaturas se aproximan a los 300°C las mezclas bituminosas comienzan a desprender humo y gases pero no comienzan su ignición hasta que la temperatura no llega a los 485°C. En ese instante el pavimento empieza a emitir unas llamas que se mantendrán mientras quede betún por quemar y mientras la radiación sea superior a los 40 kW/m².

La combustión del betún, a pesar de representar un aporte de calor pequeño comparado con la combustión de la carga del vehículo pesado, representa una fuente de emisión de calor que incide en la zona inferior de la carga del vehículo, y acelerándolo. El aporte de calor por la zona inferior facilita que la carga entre en combustión generalizada mucho antes y de forma más violenta produciendo el aumento de potencia.

...

Otro factor fundamental para la extensión del incendio será la cercanía que haya con otros vehículos detenidos en el túnel. Cuando la potencia del incendio sobrepasa los 50 MW el incendio se puede extender a vehículos pesados que están a más de 30 m debido a su mayor altura y cercanía a las llamas y gases que circulan por la bóveda. Ese efecto puede atrapar a los bomberos entre dos fuegos ya que si tienen que acercarse a menos de 20 m para realizar la proyección del agua se pueden formar nuevos focos de incendio por detrás de ellos. Por lo tanto si se evita el aumento de potencia debido a la combustión baja la seguridad de los equipos de extinción.”

Normativa

En España, el Real Decreto 635 (2006) (que es la transposición de la Directiva (2004) de la Unión Europea) señala que en túneles de más de 1 km se ha de emplear pavimentos de hormigón [se sobreentiende que es con capa de rodadura de hormigón]: *La principal ventaja del empleo de este tipo de pavimento se pone de manifiesto por su mejor comportamiento ante el fuego (Resolución, 2012).*

Por lo que en lo referente al pavimento indica:



Anexo I: 2.3.1 Pavimento:

Salvo razones debidamente justificadas, en túneles de más de 1000 metros se empleará pavimento de hormigón [se sobreentiende que es con capa de rodadura de hormigón] con aditivos coloreantes para que proporcionen suficiente contraste con las marcas viales.

El detalle que introduce el texto del Real Decreto 635 (2006) relativo al contraste de las marcas viales es recordatorio en el sentido que hay que lograr el adecuado contraste de la marca vial blanca –color empleado en España- sobre la superficie clara del hormigón.

Por otra parte, los ensayos sistemáticos relativos a vertidos accidentales en túneles que realizó el Centro de Estudios de Túneles CETU (www.cetu.developpement-durable.gouv.fr) en 1994 mostraron, entre otros aspectos, que, como quedó probado en el ensayo del túnel de Grand Mare, Francia, el comportamiento de un pavimento con capa de rodadura drenante era contraproducente. Como consecuencia de ello, la Circular Interministerial Francesa (CI, 2006) prohíbe utilizar mezclas drenantes (en capas de rodadura) en túneles dado el mal comportamiento que muestran dichas capas en caso de vertidos accidentales sobre la calzada. Se tiene entonces que CI (2006) anula a la CI (2000) a excepción del Anexo 2, que se mantiene en vigor (annexe n° 2.- Instruction technique relative aux dispositions de securite dans les nouveaux tunnels routiers: Conception et Exploitation).

2.1.3 - Revêtement des chaussées:

Les couches de roulement drainantes sont proscrites à l'intérieur des tunnels à plus de 50 m des têtes. Si une telle couche de roulement est utilisée aux abords du tunnel, le changement sera effectué dans une zone couverte afin d'éviter de créer, en cas de pluie, un point singulier en termes d'adhérence ou de projections à l'entrée ou à la sortie du tunnel.

Pavimentos de hormigón en túneles

Como características más destacadas de los pavimentos de hormigón frente a otras soluciones, cabe resaltar el inferior coste total como ha quedado probado en varios pavimentos ya construidos. Si actualmente en España, los pavimentos de hormigón pueden resultar ligeramente más caros de construir que los pavimentos bituminosos o de un

coste similar en algún caso, la reducción en los gastos de mantenimiento y conservación, que son casi nulos, hace que los costes totales sean mucho más reducidos a los pocos años. En la práctica en España se ha considerado que el pavimento de hormigón tenía un coste nulo y cuando llegaba al final de su vida útil (muy variable desde 20 a 40 años dependiendo de las características del hormigón, del tráfico circulante y del espesor de losa), se demuele o reconstruye con un refuerzo bituminoso dispuesto encima (Díaz, 2016). Y esto sin considerar los costes que para el usuario suponen los atascos, cortes de carril u operaciones de mantenimiento. Igual sucede si se analiza todo el ciclo de vida del firme o el coste del ciclo de vida del firme (pavimento) en su conjunto y no solo el coste constructivo, pues la solución pavimento de hormigón resulta mucho más ventajosa.

Entre las citadas ventajas de este tipo de pavimentos para un túnel cabe destacar (Jofré *et al.*, 2010a):

Ventajas técnicas:

- Los pavimentos de hormigón tienen una excelente capacidad estructural para soportar las acciones del tráfico pesado.
- Reducen la distancia de frenado frente a otras soluciones, lo que se traduce en mayor seguridad.
- Permiten fácil y económicamente una gran variedad de texturas.
- Evitan la aparición de roderas.
- Son capaces de resistir los ataques de carburantes y agentes químicos.
- Es posible reforzar cualquier carretera, incluso de rodadura bituminosa, con una capa delgada.
- La durabilidad es más elevada que la del resto de soluciones sin apenas mantenimiento.

Ventajas medioambientales:

- Se reduce el empleo de áridos de características más exigentes, permitiendo su empleo en otra parte. Las técnicas actuales de pavimento de hormigón extendido en dos capas (con una capa de rodadura muy delgada) o el pavimento funcional compuesto (base de hormigón con una capa delgada de rodadura bituminosa) permiten el empleo de áridos de menor calidad o reciclados en la



capa inferior, al no estar sometidos directamente a las acciones del tráfico rodado.

- Permiten capturar CO₂ e incluso otros elementos contaminantes contribuyendo así a mejorar el balance de emisiones a lo largo de su vida útil.
- No emiten lixiviados, ni volátiles.
- Es una técnica que permite el empleo de cementos con alto contenido de adiciones. Así se pueden incorporar subproductos industriales como escorias o cenizas volantes, a la vez que se reduce la cantidad de clínker, y se pueden reducir las emisiones durante su fabricación.
- Su elevada durabilidad hace que se evite el consumo de nuevos recursos en los refuerzos, a la vez que se reducen las emisiones de CO₂ debidas a las operaciones de mantenimiento o refuerzo.
- En su puesta en obra se evita la exposición de los operarios a altas temperaturas, gases nocivos y partículas en suspensión.
- El pavimento es reciclable en su totalidad al final de su vida útil, permitiendo una actuación mucho más ecológica y posibilitando el ahorro de áridos naturales.
- En conjunto tiene un menor Coste del Análisis del Ciclo de Vida CACV.

Ventajas económicas

- Con un coste de construcción del mismo orden de magnitud que el de otras soluciones, la vida útil es mayor, y menores las necesidades de mantenimiento. Por ello, los costes totales (inversión inicial más mantenimiento y conservación) son siempre inferiores a los de otra solución.
- Debido a que las operaciones de mantenimiento son muy escasas, la afección que producen sobre los usuarios es mínima. Por ello son muy bajos los costes derivados de dichas operaciones, así como los debidos a retenciones, accidentes u otros.

Estas ventajas se ven parcialmente afectadas por la carencia de una red de subcontratistas que construyan este tipo de pavimentos, la mayor dificultad a la hora de reparar defectos constructivos o el mayor nivel de inversión inicial que requieren (no si se consideran todos los costes,

incluidos los de mantenimiento y conservación).

En el caso de un túnel el menor número de operaciones de mantenimiento de este tipo de calzadas se verá favorecido dada la atención que requiere garantizar la durabilidad de la obra y lo costoso que resultan las reparaciones en el interior del mismo. Pero, de la misma manera que el número de actuaciones de mantenimiento en un firme rígido son muy inferiores, en el caso de realizarse, la reparación de defectos, especialmente en túneles será más costosa, incómoda, y, sobre todo, algo más lentas a pesar de poder emplear hormigones de altas resistencias iniciales. De aquí la importancia de una correcta ejecución, ya que el mayor porcentaje de defectos suele deberse a ciertos errores durante la construcción.

Dado que una de las principales fuentes de defectos son las juntas (roturas de esquina, etc.), una interesante solución consiste en la supresión de dichas juntas del pavimento, adoptando soluciones continuas. La Figura 1 muestra el túnel Cointe en Lieja, Bélgica, el cual es unidireccional, de 1639 m de longitud, 116 m² de sección transversal y fue abierto al tráfico el 2 de junio de 2000.

La disposición de un pavimento de hormigón armado continuo puede suponer la casi totalidad desaparición de las operaciones de mantenimiento en lo referente al firme, según han demostrado obras con más de 40 años como la autopista denominada “Y de Asturias” mostrada en la Figura 2 (autopistas A-8 y A-66, que enlazan Oviedo, Gijón y Avilés, España), con un total de 43 km de pavimento de hormigón armado continuo y dos calzadas de 12 m de plataforma. La vía se ha mantenido en perfectas condiciones de uso durante estos 40 años, requiriendo únicamente inversiones y reparaciones locales muy reducidas (137.292,88 € reales gastados únicamente), con una mínima afección al voluminoso tráfico que circula por ella (casi 55000 vehículos de IMD con un 8% de pesados).

En la construcción se pueden emplear extendedoras de encofrados deslizantes sobre orugas (hay equipos de trabajo hasta anchos máximos de 6 m, 8.5 m, y los más grandes pueden llegar hasta 16 m) o acabadoras de cilindro, que deslizan sobre carriles (Jofré *et al.*, 2010b), pero nunca es aconsejable la realización manual con reglas vibrantes por cuestiones de regularidad (ver Figuras 3 y 4).

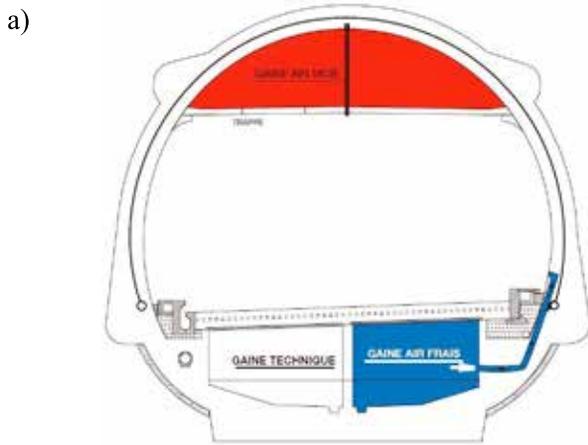


Figura 1: Túnel de Coince (Lieja, Bélgica), abierto al tráfico el 2 de junio de 2000. Unidireccional, longitud 1639 m, sección 116 m². a) Sección del túnel, b) ejecución de un pavimento de hormigón armado continuo y c) pavimento de hormigón armado continuo (Routes 83, 2003)

Drenaje de vertidos accidentales

Ensayos de vertidos

En los interesantes ensayos de vertidos del CETU de 1994, a los que nos hemos referido en líneas anteriores, se analizaron diferentes sistemas normalmente empleados en túneles para la evacuación de los fluidos que provengan de la calzada. Esos estudios incluyeron la revisión de los



Figura 2: Pavimento de hormigón armado continuo de la autopista "Y Asturiana" en Asturias, España, a) periódico ABC de Madrid, 14 de febrero de 1976, b) panorámica de parte de la Autopista (Díaz, 2010), c) armaduras y d) colocación del hormigón



Figura 3: Ejecución del pavimento de hormigón en un túnel

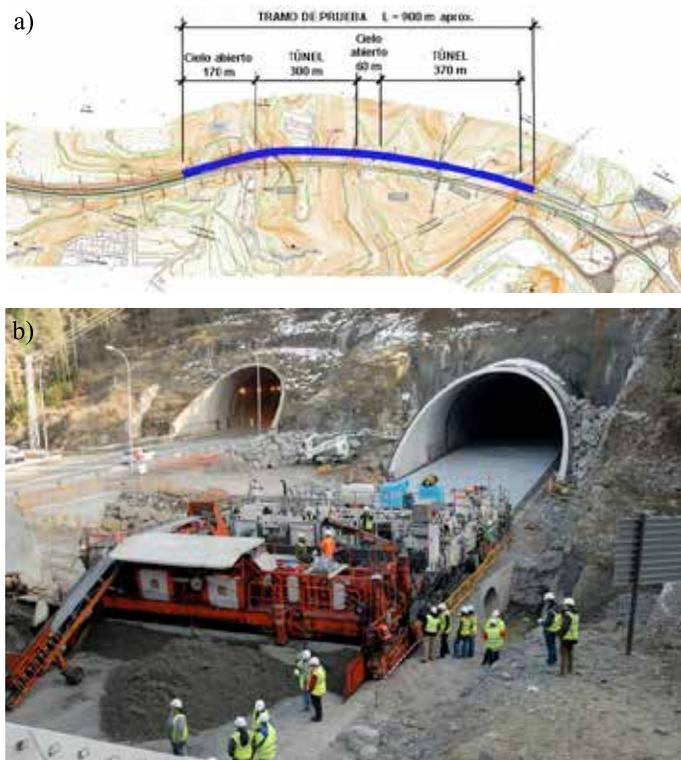


Figura 4: Realización del pavimento de hormigón, a) tramo de túnel entre Vic y Ripoll, Cataluña, España y b) desdoblamiento y acondicionamiento de la C-17 (FCC Construcción, 2010)

sistemas de recogida de líquidos inflamables en diversos tipos de instalaciones, tales como carreteras, aeropuertos, instalaciones petrolíferas, industrias químicas, etc., así como ensayos de la eficacia de los sistemas de cunetas y sifones cortafuegos, y ensayos de incendios realizados en una estación experimental por el Institut National de l'Environnement Industriel et des Risques INERIS (Lacroix *et al.*, 1995; Perard *et al.*, 1996). Los ensayos pusieron de manifiesto que los sistemas de drenaje que tradicionalmente se empleaban en los túneles para los vertidos sobre la calzada (en muchos casos similares a los empleados al aire libre) no eran adecuados para hacer frente a uno de una sustancia en combustión, tal y como puede suceder con la rotura del racor o de un compartimento de una cisterna como se muestra en la Figura 5. Por un lado, al tener esos sistemas tradicionales poca eficiencia de captación, la superficie ocupada antes de tragar el fluido es muy elevada, y, por otra parte, esos sistemas no impedían que el fuego se propagase incluso por dentro de los colectores en los que podría producirse mezclas explosivas.

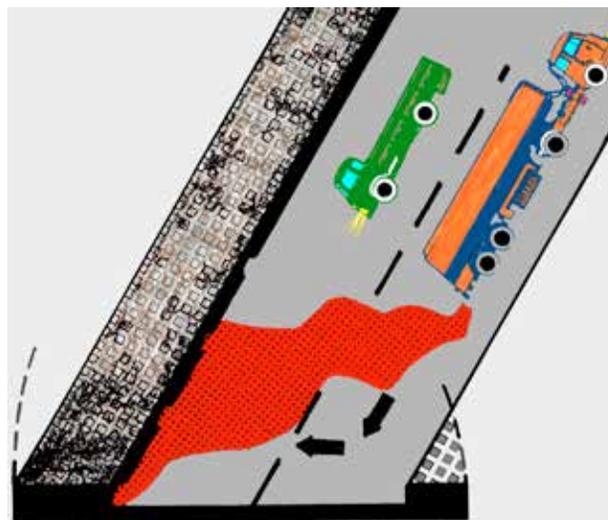


Figura 5: Primeros instantes del derrame de una cisterna

Los diferentes sistemas de evacuación de vertidos instalados en cada uno de los túneles que han sido ensayados por el CETU, representan una interesante muestra para deducir las características del sistema más adecuado desde el punto de vista de minimizar la superficie mojada. Igualmente, han demostrado que el funcionamiento de los sifones cortafuegos, ubicados a intervalos constantes a lo largo de las conducciones de evacuación, permiten reducir la propagación del fuego o de las explosiones a lo largo del túnel. Como consecuencia de lo indicado, la superficie del pavimento (la capa de rodadura) jugará un papel fundamental en caso de un vertido incendiado tanto desde el punto de vista del fuego como del drenaje de un vertido accidental. Seguidamente señalamos alguna normativa con el fin de destacar la relevancia y las medidas que se adoptan relativas a los vertidos accidentales en túneles.

Normativa de Europa y de España

En España, el Real Decreto 635 (2006) señala que en túneles de más de 500 m en los que se permita el paso de mercancías peligrosas se deberán instalar cauces que permitan el drenaje de líquidos tóxicos o inflamables con el fin de evitar que éstos se propaguen dentro del tubo o entre tubos. La Directiva Europea, aplicable a túneles de más de 500 m de longitud, se expresa en el mismo sentido.

2.6.- Drenaje:

2.6.1.- Si se permite el transporte de mercancías peligrosas, deberá haber alcantarillas de ranuras bien diseñadas,



u otros dispositivos, situadas dentro de las secciones transversales de los túneles, que permitan el drenaje de líquidos tóxicos e inflamables. Además, el sistema de drenaje deberá diseñarse y mantenerse de manera que se evite que el fuego y los líquidos inflamables y tóxicos se propaguen dentro de un tubo o entre tubos.

2.6.2.- Al decidir si se permite el transporte de productos peligrosos, basándose en un análisis de los riesgos correspondientes, se tendrá en cuenta si en los túneles existentes no se pueden cumplir tales requisitos o sólo se pueden cumplir con costes desproporcionados.

Normativa de Francia

La Circular Interministerial francesa del año 2000 prescribe que dicho sistema de drenaje se construya en aquellos túneles en los que se autorice el paso de mercancías peligrosas y cuando la longitud del túnel sea superior a 300 m, que es la longitud del túnel a partir de la que se aplica dicha Circular. La Figura 6 muestra el sistema propuesto, el cual se compone de cuatro elementos fundamentales (Lingelser, 1994):

- Un sistema de recogida situado en el borde de la calzada, en la parte más baja del peralte (en los túneles se estudiará siempre poder desaguar la calzada hacia un solo lado), que el CETU propone sea un caz de sumidero continuo con entrada vertical.
- Sifones o arquetas cortafuegos cada 50 m.
- Un colector general para evacuación desde los sifones o arquetas cortafuegos.
- Un depósito o balsa de retención en el exterior del túnel.

En la consideración de fuego generado por un vertido accidental, este elemento de seguridad instalado en los túneles mitigará los daños que pueda generar el mismo. Pese a ser costoso de construir y de mantenimiento importante, según lo que hemos visto, en los túneles de más de 500 m (según la Directiva Europea) o de 300 m (Francia) en los que se autorice el paso de mercancías peligrosas preceptivamente se han de construir.

Conclusiones

Un túnel supone un elemento singular en el conjunto de la red viaria y, como tal, requiere un tratamiento

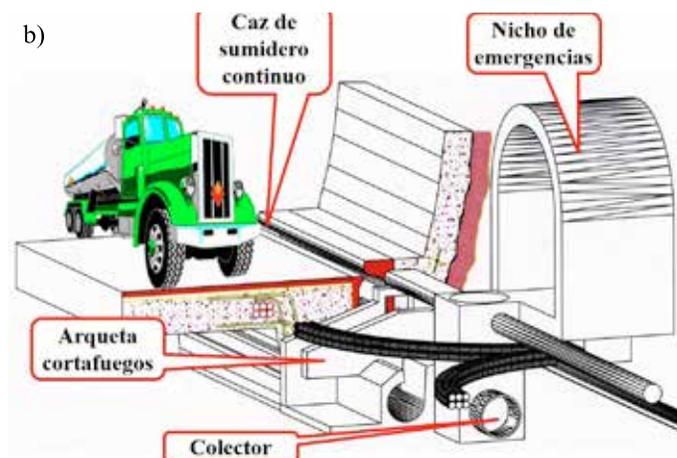


Figure 6: a) Evacuación del vertido en el túnel según la línea de máxima pendiente y b) sistema de recogida de vertidos accidentales situado en el borde de la calzada, en el lado bajo del peralte

especial de sus características que incremente y mejore, en la medida de lo posible, la seguridad del usuario. Los graves accidentes sufridos en diversos túneles europeos, con enorme repercusión social y pésimas consecuencias humanas, derivó en España en la publicación del Real Decreto 635 (2006) sobre requisitos mínimos de seguridad en los túneles de carreteras del Estado. Este, entre otras disposiciones, exige colocar pavimento de hormigón en los túneles de más de 1000 m de longitud (tengan o no tengan autorizado el paso de mercancías peligrosas), salvo razones que queden debidamente justificadas, y que nunca supongan una merma de la seguridad para el usuario en el interior del túnel. En el caso de túneles que tengan autorizado el paso de mercancías peligrosas, las normativas de Europa y de España exigen instalar un sistema de drenaje para vertidos accidentales en túneles de más de 500 m y más de 300 m en Francia.

En consonancia con la normativa de Europa y de España,



los autores del presente artículo consideramos que el firme de hormigón se debe de exigir en los túneles de más de 500 m (y no 1000 m) que tengan autorizado el paso de mercancías peligrosas (si nos referimos a la normativa de Francia, se debería exigir en túneles de más de 300 m).

La mayor contribución del pavimento de hormigón para proporcionar un elevado nivel de confort y seguridad en el túnel es ampliamente conocida, al ofrecer una superficie más clara y luminosa (que además permite reducir el gasto en iluminación), su facilidad para lograr una textura poco ruidosa y durable, el ahorro de combustible que conlleva el firme rígido no deformable o las mínimas operaciones requeridas de conservación, que reducen las afecciones al usuario y las posibilidades de cualquier accidente. Pero, es aún más importante, el aumento de seguridad que proporciona el pavimento de hormigón en el caso de un incendio provocado por cualquier trágico accidente. Frente a otras soluciones, se reduce la emisión de humos y gases tóxicos, no aumenta la carga de fuego, no es inflamable, por lo que no contribuyen a la rápida extensión del fuego, y se mantiene integro a las temperaturas usualmente alcanzadas, lo que permite el acceso de los equipos profesionales de extinción. La Asociación Profesional de Técnicos de Bomberos APTB de España recomienda el empleo de pavimentos de hormigón en todos los túneles. También se recomienda estudiar la alternativa de utilizar un firme claro, como se hizo con los revestimientos de hormigón blanco, por su importante ahorro en el consumo de energía eléctrica del alumbrado durante toda la vida del túnel.

Referencias

APTB-IECA (2013). Contribución del pavimento de hormigón a la seguridad en los incendios en túneles de carretera. Simulación y criterios de intervención. Asociación Profesional de Técnicos de Bomberos e Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones. https://www.ieca.es/Uploads/docs/Informe_bomberos.pdf

CI (2000). Circulaire Interministerielle N° 2000-63 du 25 aout 2000 relative à la sécurité dans les tunnels du réseau routier national. Ministère de L'Equipement des Transports et du Logement, Ministère de l'Interieur, Republique Française

CI (2006). Circulaire Interministerielle N° 2006-20 du 29 mars 2006 relative à la sécurité des tunnels routier d'une longueur supérieure à 300 mètres. Ministère de L'Equipement des Transports et du Logement, Ministère de l'Interieur, Republique Française

de Lathawer, W. (2007). Effects of pavement on fires in road tunnels. *Routes: Revue de l'AIPCR* 334, 54-61

del Val Melús, M.Á., Romana García, M. y Galvis, R. (2007). Una propuesta para el proyecto de firmes y pavimentos en túneles. *Revista de Obras Públicas* 3474, 7-18

Díaz, J. (2016). Más de 40 años del pavimento de hormigón armado continuo de la Y de Asturias. *Rutas* 169, 27-33

Díaz, J. (2010). Pavimentos eternos: actuaciones innovadoras de hace 35 años. "La Y de Asturias". *Rutas* 138, 11-19

Directiva (2004). Requisitos mínimos de seguridad para túneles de la red Europea de Carreteras. Directiva 2004/54/CE del Parlamento Europeo y del Consejo de la Unión Europea. Diario Oficial de la Unión Europea DOUE, 7 de junio de 2004

FCC Construcción (2010). El pavimento de hormigón regresa a las carreteras españolas. FCC realiza con éxito una demostración en las obras de la carretera C-17 en Barcelona. 26 de abril de 2010, <http://www.fccco.com/es/-/el-pavimento-de-hormigon-regresa-a-las-carreteras-espanolas>

GIDAI (2011). Análisis experimental del comportamiento al fuego de pavimentos empleados en túneles de carretera. Grupo de Investigación y Desarrollo GIDAI, Universidad de Cantabria y ETS de Ingenieros Industriales y de Telecomunicación, España

Jofré, C., Romero, J. y Rueda, R. (2010a). Consideraciones en torno al comportamiento del pavimento en la seguridad de los túneles frente al fuego. *V Simposio de Túneles de Carretera: Seguridad para los Túneles del siglo XXI*. Asociación Técnica de Carreteras ATC, Bilbao, España

Jofré, C., Romero, J. y Rueda, R. (2010b). Pavimentos de hormigón en túneles. Su influencia en la seguridad frente al fuego. Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones IECA, Madrid, España

Lacroix, D., Casale, E., Cwiklinski, C. and Thiboud, A. (1995). Full size testing of drainage systems for burning liquids in road tunnels. *World Tunnel Congress and STUVA Stuttgart*, Germany, 230-236



Lingelser, S. (1994). Essais hydrauliques des systemes de recueil des liquides repandus sur la chaussee des tunnels routiers. Rapport de recherche. Centre d'Etudes des Tunnels CETU, Lyon, France

Miró, R. (2006). Nuevas mezclas para capas de rodadura y su influencia en el confort (ruido) y la seguridad. Universidad Politécnica de Cataluña, Zaragoza, España

Perard, M., Casale, E., Cwiklinski, C., Thiboud, A. and Deterne, J. (1996). Essais en vraie grandeur de systèmes de recueil des liquides enflammés répandus sus la chaussée d'un tunnel routier. *Tunnels et Ouvrages Souterrains* **135**, 131-151

Real Decreto 635 (2006). Requisitos mínimos de seguridad en los túneles de carreteras del Estado. BOE de 27 de mayo de 2006. Corrección de errores en el BOE de 31 de julio de 2006. Ministerio de Fomento, Gobierno de España

Resolución (2012). Metodología de análisis de riesgo en túneles de la red de carreteras del estado. Resolución aprobada el 30 de mayo de 2012. Secretaría de Estado de Infraestructuras, Transporte y Vivienda. Dirección General de Carreteras. Subdirección General de Conservación. Ministerio de Fomento, Gobierno de España

Routes 83 (2003). Chaussée béton et tunnels: la juste equation. 7-12. Le tunnel de Cointe: un ouvrage exemplaire. Extraits du rapport du Ministère Wallon de l'Equipement et des Transports, 13-14

Guía para publicar en Obras y Proyectos

1. Los artículos enviados deben ser originales y no haber sido publicados antes ni estar en proceso de revisión por otra publicación. Una vez que el artículo es recibido conforme a los puntos detallados más abajo, éste será enviado a revisores externos, expertos en los temas específicos que trata el artículo. Los autores tienen la responsabilidad de reconocer y declarar cualquier conflicto de intereses que pudiera sesgar su trabajo, por ejemplo, indicando fuentes de financiamiento y apoyo.
2. El artículo deberá tener una extensión máxima de 8000 palabras. No se exige un formato específico, pero se sugiere usar tamaño de letra 12, tipo de letra Times New Roman y espaciamiento doble. Se pide claridad tanto en lo escrito, o sea, buena redacción con una secuencia lógica de lo que se presenta, como en las figuras, gráficos, tablas y fotos.
3. Los artículos deberán tener en su primera página el título, el nombre y apellido del o los autores, además de la afiliación, dirección postal y electrónica de todos los autores. El título debe estar en castellano y en inglés.
4. El resumen o abstract no debe exceder las 250 palabras y debe apuntar a los aspectos claves del artículo y dar una síntesis de las aplicaciones y conclusiones más importantes que el artículo entrega. El abstract debe ser una traducción correcta del resumen al inglés. Se deben incluir palabras claves tanto en castellano como en inglés.
5. Las referencias deben estar completas y correctas. Las referencias citadas en el texto, figuras y tablas deben estar incluidas en las referencias al final del artículo y viceversa. En el texto, figuras y tablas, las referencias deben citarse como Martínez (2008) o (Goodell y Warren, 2006). Para más de dos autores deben indicarse como (Van Abeelen *et al.*, 2008). Al autor de un mismo año deben diferenciarse usando 2010a, 2010b, etc. El estilo de las referencias debe seguir los esquemas siguientes:

Moffat, R., Correia, N. and Pastén, C. (2016). Comparison of mean shear wave velocity of the top 30 m using downhole, MASW and bender elements methods. *Obras y Proyectos* **20**, 6-15

Escribano, D.E. and Nash, D.F.T. (2015). Changing anisotropy of G_0 in Hostun sand during drained monotonic and cyclic loading. *Soils and Foundations* **55**(5), 974-984

Kausel, E. (2017). *Advanced structural dynamics*. Cambridge University Press

6. Las tablas y fórmulas (ecuaciones) deberán ser numeradas secuencialmente en el mismo orden en que aparecen en el texto, con números arábigos y haciendo referencia a ellas como: Tabla 1, Tabla 2; (1), (2)...etc. para fórmulas, según corresponda. En el caso de las tablas, ellas no deben duplicar los resultados presentados en gráficos y el título debe colocarse en la parte superior. El sistema de unidades a emplear será el Sistema Internacional (SI).
7. Las figuras pueden incluir gráficos, esquemas y diagramas. Las figuras deben enviarse en una condición lista para su publicación, con calidad de impresión láser. Si son fotografías, deben ser de alta calidad. Deben numerarse en forma secuencial: Figura 1, Figura 2 o Foto 1, Foto 2, etc. y su título deberá colocarse en la parte inferior. Las figuras deberán ser mencionadas dentro del texto antes de que aparezcan.
8. Las opiniones vertidas en los artículos publicados en Obras y Proyectos son de exclusiva responsabilidad del autor o los autores de los mismos y no reflejan necesariamente los puntos de vista del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de la Santísima Concepción, UCSC.
9. El envío de un artículo a la revista Obras y Proyectos implica que los autores aceptan transferir el derecho de autor de sus artículos a la UCSC siempre y cuando el artículo sea aceptado para publicación. El derecho de autor cubre los derechos exclusivos para la reproducción y distribución del artículo, incluyendo re-impresiones, reproducciones fotográficas, microfilms, escaneo de documentos o cualquier reproducción de naturaleza similar así como traducciones. Permisos para usar figuras que no son de propiedad de los autores deben ser obtenidos por el autor en forma previa al envío del artículo.

Obras y Proyectos guidelines for authors

1. The articles submitted should be original and not have been published before nor be in a revision process for other publication. Once the article is received complying with the points detailed below, it will be sent to external reviewers, experts in the specific subject of the article. The authors are responsible for recognising any conflict of interest which might bias the work, for example, naming sources of funding and support.
2. Articles should not have more than 8000 words. No specific format is obligatory, but it is suggested the use of letter size 12, Times New Roman letter type and double spacing. It is required to write with clarity, which means to follow a logical sequence of what is written. It is also needed clear figures, plots, tables and pictures.
3. Articles should include in the first page the title, name and surname of the authors as well as the affiliation, postal and electronic address of all the authors. The title has to be written in Spanish and English.
4. The abstract should not exceed more than 250 words and should address the key points of the articles and gives a brief resume of the application and main article conclusion. The abstract has to be a correct translation from the Spanish. Keywords have to be included in English and Spanish.
5. The references have to be complete and correct. The references cited in the text, figures and tables have to be included in the reference list at the end of the article and vice versa. In the text, figures and tables, references should be written as Martínez (2008) or (Goodell and Warren, 2006). For more than two authors it should be cited as (Van Abeelen *et al.*, 2008). If the same authors cited have more than one publication the same year, it should be used 2010a, 2010b, etc. The style of the references should consider the following examples:

Moffat, R., Correia, N. and Pastén, C. (2016). Comparison of mean shear wave velocity of the top 30 m using downhole, MASW and bender elements methods. *Obras y Proyectos* **20**, 6-15

Escribano, D.E. and Nash, D.F.T. (2015). Changing anisotropy of G_0 in Hostun sand during drained monotonic and cyclic loading. *Soils and Foundations* **55**(5), 974-984

Kausel, E. (2017). *Advanced structural dynamics*. Cambridge University Press
6. Tables and formulae (equations) should be numbered sequentially in the same order as they appear in the text, with Arabic numbers and referring to them as: Table 1, Table 2, formula (1), formula (2)...etc., as appropriate. Tables should not repeat results presented in plots and the titles for tables put above the table. The unit system accepted is the International System IS.
7. Figures can include plots, sketches and diagrams. Figures should be sent ready for publication, laser print quality. Photographies and pictures should also be of high quality. Sequentially numbered as Figure 1, Figure 2 or Photography 1, Photography 2, etc. and the title for the figure put below the figure. Figures have to be mentioned in the text before they appear.
8. Opinions stated in the articles published in Obras y Proyectos are exclusive responsibility of the authors and they do not reflect necessarily the point of views of the Department of Civil Engineering of the Catholic University of Concepción, UCSC.
9. The submission of an article to Obras y Proyectos implicates that the authors accept to transfer the authors' rights of their articles to the UCSC only if the article is accepted for publication. The copyrights cover the exclusive rights for the reproduction and distribution of the article, including reprints, photographic reproductions, microfilms, scanning or any other similar production method as well as translations. Permissions to use figures which do not belong to the authors have to be obtained by the authors before submitting the article.



30 años

al servicio de la región y el país

EMPRO

Ensayos de Materiales y Prospecciones

SUELOS - HORMIGONES - ASFALTOS

Ingeniería

Mecánica de Suelos
Fundaciones
Taludes
Mejoramiento de Terreno

Control de Obras Civiles

Densidad In Situ
Hormigones
Asfaltos

Prospección de Suelos

Sondajes Marítimos
Sondajes Terrestres
Calicatas

Laboratorio Acreditado

bajo NCh-ISO 17025 y
registro vigente MINVU

The logo for LMMG, featuring the letters 'LMMG' in a bold, white, sans-serif font. Below the letters is a stylized white arrow pointing downwards, all contained within a dark blue shield-like shape.

- Perfil estratigráfico para suelos finos y gruesos hasta gravilla
- Toma de muestras
- Resistencia no drenada (suelos finos)
- Angulo de fricción
- Densidad relativa
- Conductividad hidráulica
- Velocidad de onda de corte Vs. (ensayo downhole)
- Módulo de deformación
- Determinación de suelos con potencial de licuefacción

- *Ensayo CPTU portátil*
- *De fácil acceso a relaves y terrenos de difícil acceso*
 - *Posibilidad de sondajes en obras portuarias*
 - *Equipo camión CPTU de 20 tons disponible*



GEOTECNIA ENSAYOS CPT

www.lmmg.cl - contacto@lmmg.cl



INGENIERÍA CIVIL **GEOLÓGICA**



**UNIVERSIDAD CATOLICA
DE LA SANTISIMA CONCEPCION**

Descripción ■

El ingeniero civil geólogo es un profesional con dominio teórico y práctico de las ciencias básicas, ciencias de la ingeniería y geología, con capacidad para aplicar teorías, principios y métodos en la formulación, diseño, proyección, gestión, desarrollo y evaluación de proyectos de ingeniería considerando condiciones y riesgos geológicos.

Para ello requiere interpretar adecuadamente los procesos geológicos en la búsqueda, evaluación, desarrollo y aprovechamiento de los ambientes y recursos naturales. Así mismo es capaz de proponer soluciones pertinentes a problemas de la sociedad desde la geotecnia, hidrología, prospección, ingeniería ambiental y manejo de recursos naturales. En el contexto de su formación, se busca formar un ingeniero competente, que destaque por su espíritu emprendedor, sus capacidades directivas y su actuar ético fundado en la antropología cristiana.

Áreas de estudio ■

Ciencias de la Ingeniería y Ciencias de la Geología
Geotecnia
Hidrología Aplicada
Prospección
Ingeniería Antisísmica
Ingeniería Medioambiental
Manejo de Riesgos Naturales
Desarrollo Responsable de Recursos
Formación Filosófica-Teológica

Campo laboral ■

El Ingeniero Civil Geólogo puede desarrollar actividades en diversos ámbitos como: Industria minera, proyectos de Ingeniería Civil, recursos hidráulicos, Industria Energética, recursos alternativos de energía, protección del medio ambiente, proyectos de riesgos geológicos, proyectos geotécnicos, Investigación, entre otros.

Potenciales centros laborales: empresas del sector privado; ejercicio libre de la profesión; administración pública; centros de investigación, desarrollo e innovación; laboratorios de mecánica de suelos, rocas y sondajes; y prospección.

Ficha ■

Grado: Licenciado en Ciencias de la Ingeniería

Título: Ingeniero Civil Geológico

Duración: 11 semestres

Jornada: diurna

Sede: Campus San Andrés



OITEC Geotecnia



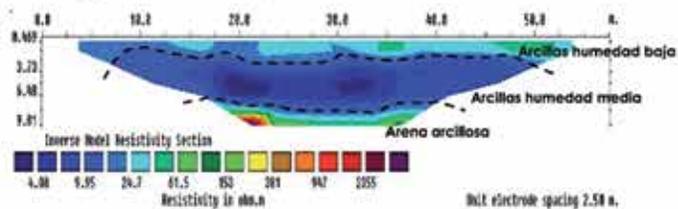
OITEC Hidráulica



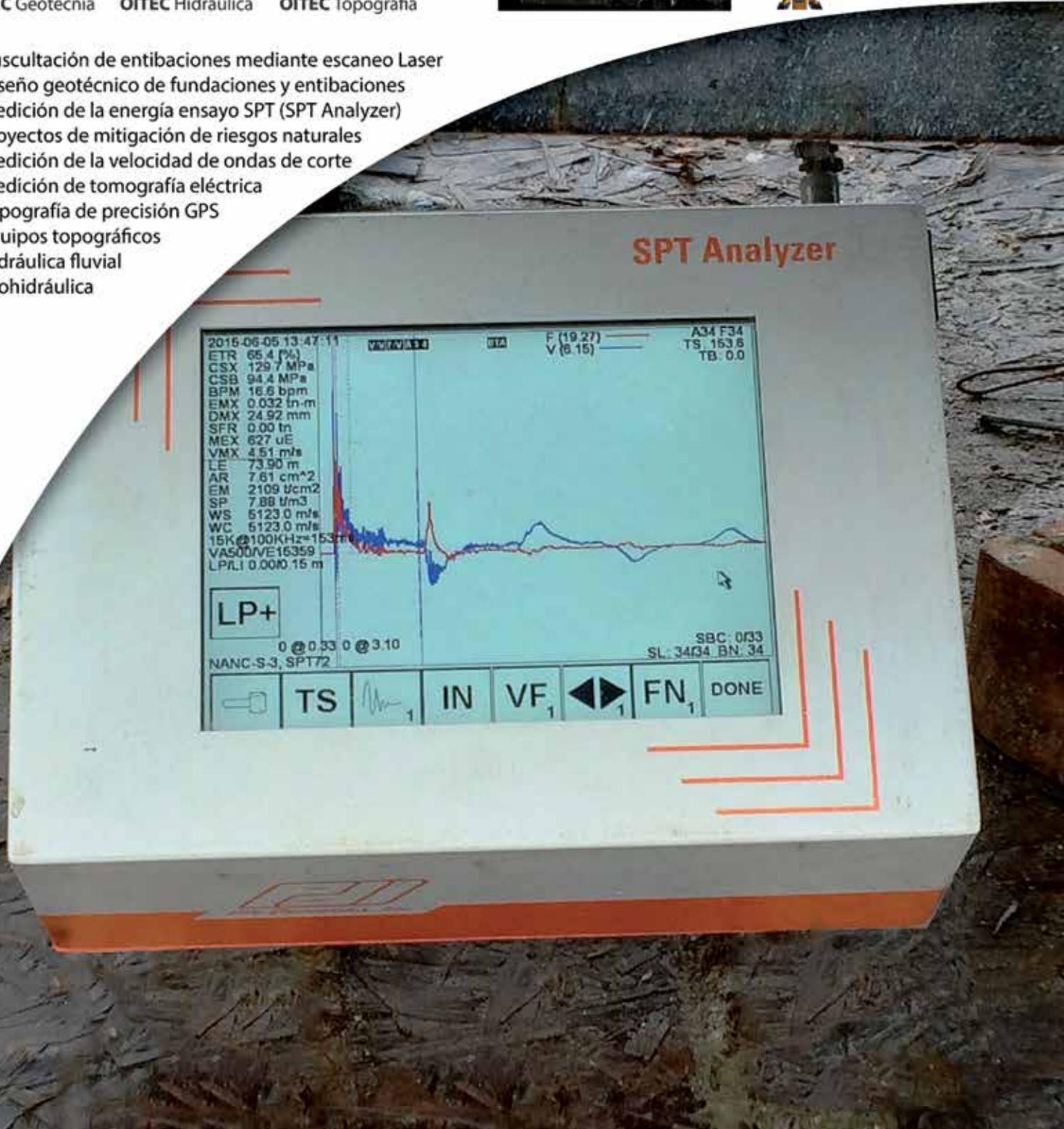
OITEC Topografía

- 🚩 Auscultación de entibaciones mediante escaneo Laser
- 🚩 Diseño geotécnico de fundaciones y entibaciones
- 🚩 Medición de la energía ensayo SPT (SPT Analyzer)
- 🚩 Proyectos de mitigación de riesgos naturales
- 🚩 Medición de la velocidad de ondas de corte
- 🚩 Medición de tomografía eléctrica
- 🚩 Topografía de precisión GPS
- 🚩 Equipos topográficos
- 🚩 Hidráulica fluvial
- 🚩 Ecohidráulica

Tomografía Eléctrica, caracterización de sitios



Auscultación Geotécnica, Proyecto Edificio Centro Costanera



Edificio Makromar Viña del Mar

Calle Las Perlas Norte 131,
Viña del Mar

Plazo de Ejecución: 10 meses

Cliente: Inmobiliaria Makro



Proyecto de Entibación

- 4000 m² de entibación.
- 5000 ml anclajes permanentes.
- 500 ml anclajes temporales.
- 1500 ml de pilas.

Proyecto de Refuerzos de Fundación

- 1300 ml de pilas en edificio torre habitacional.
- 1500 ml de micropilotes en edificio estacionamientos.

Movimiento de Tierra

- 50000 m³.