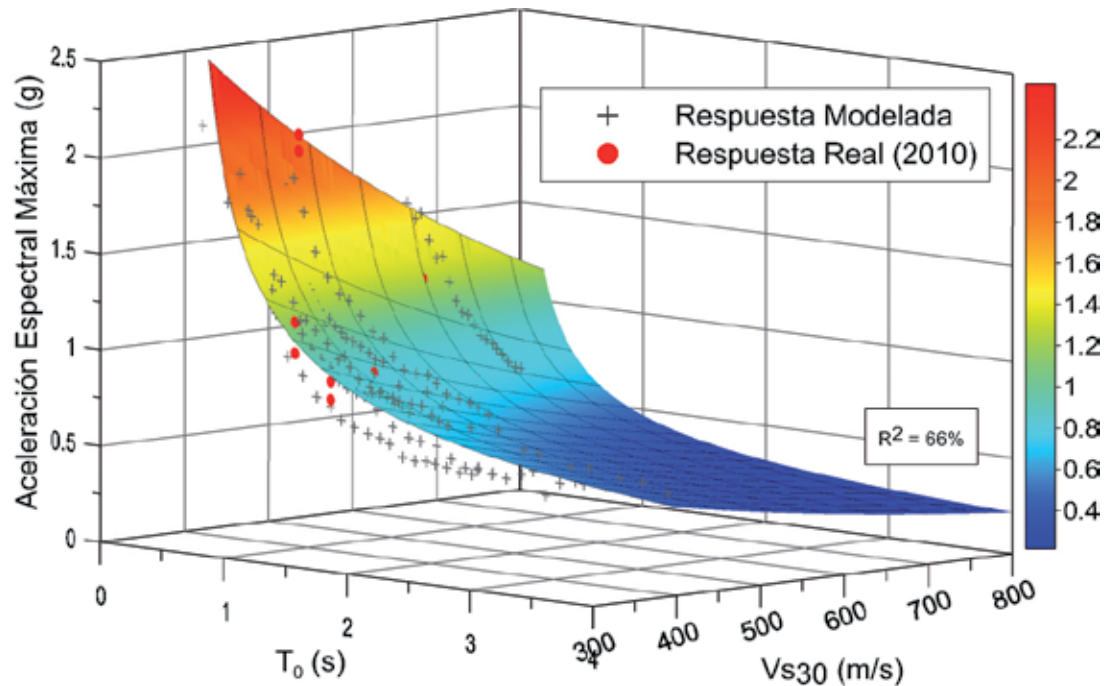


Obras y Proyectos

Revista de Ingeniería Civil



Estudio experimental de la respuesta geomecánica de relaves en pasta cementados utilizados para el relleno de caserones
Experimental study of the geomechanical response of cemented paste backfills used in underground mining

G. Suazo, A. Fourie y H. Hasan

Comparación de tres metodologías de análisis sísmico de túnel NATM en suelos finos de Santiago
Comparison of three methodologies of seismic analyses of NATM tunnel in fine soils of Santiago

D. Solans, C. Hormazábal, B. Rojas y R. León

Numerical study of long-term settlement following twin tunnel construction

Estudio numérico de asentamientos de largo plazo debido a la construcción de túneles gemelos
R. Martínez, F. Schroeder y D. Potts

Caracterización cíclica multidimensional de suelos no cohesivos
Characterization of multidimensional cycles of non cohesive soils

M. Poblete, T. Wichtmann, A. Niemunis y T. Triantafyllidis

Aplicación de un modelo hidromecánico de erosión interna asociado al esfuerzo en la fracción fina del suelo
Application of a hydromechanical model for internal erosion associated with the stress in the soil finer fraction

R. Moffat

Métodos numéricos aplicados a ensayos de terreno para la determinación de la permeabilidad saturada
Numerical methods applied to field tests for the determination of the saturated permeability

T. Tejo, M. González y A. Darby

Condiciones geológicas-geotécnicas de la cuenca de Santiago y su relación con la distribución de daños del terremoto del 27F
Geological and geotechnical conditions of the Santiago basin and its relation with the 27F earthquake damage distribution

L. Vergara y R. Verdugo

Importancia de la velocidad de onda de corte y del período predominante para la evaluación de la respuesta de sitio en Santiago

The importance of the shear wave velocity and the predominant period for the evaluation of the site response in Santiago

C. Godoy, L. González y E. Sáez

Análisis numérico de la respuesta sísmica de excavaciones sostenidas con muro Berlínés en arena

Numerical analysis of the seismic response of excavations supported by soldier pile walls in sand

M. Jara, F. Villalobos, G. Corral y O. Taiba

Efecto de la longitud de onda en la respuesta dinámica de muros de retención embebidos

Effect of the wave length on the dynamic response of embedded retaining walls

B. Méndez y D. Rivera

Desarrollo e implementación de una veleta de corte a alta revolución para sondajes

Development and performance of a shear vane at high revolution in boreholes

R. Olguín y M. Ortúzar

Modelación de un ensayo de corte directo en arena mediante el método de elementos discretos tridimensional

Modelling of a direct shear test in sand using the 3D Discrete Element Method

A. Salazar, E. Sáez y G. Pardo

Lateral spreading inducido por licuación en Lo Rojas, Coronel, estudio de terreno y modelo numérico

Liquefaction-induced lateral spreading in Lo Rojas, Coronel, field study and numerical modelling

G. de la Maza, N. Williams, E. Sáez, K. Rollins y C. Ledezma



UNIVERSIDAD CATOLICA
DE LA SANTISIMA CONCEPCION
FACULTAD DE INGENIERIA
Departamento de Ingeniería Civil



Scientific Electronic Library Online



www.oyp.ucsc.cl
oyp@ucsc.cl



SOCHIGE

Sociedad Chilena de Geotecnia

Misión y Visión

La SOCHIGE tiene, como principal propósito, impulsar y divulgar el conocimiento, desarrollo e investigación de la geotecnia y del amplio espectro de sus especialidades, donde se incluyen la mecánica de suelos, dinámica de suelos, fundaciones, mecánica de rocas, geología aplicada a la ingeniería, ingeniería de presas, ingeniería de túneles, geotecnia ambiental, geotecnia minera, geotecnia vial y geotecnia de puertos, entre otras.

Adicionalmente, con objeto de promulgar la disciplina y el conocimiento entre sus miembros, la Sociedad también tiene como finalidad promover reuniones y jornadas para la difusión de trabajos científicos técnicos e intercambiar experiencias.

Nuestra sociedad tiene la visión de generar instancias de intercambio entre los profesionales y académicos de distintas especialidades, promulgar el conocimiento y la experiencia de la disciplina, y apoyar toda iniciativa dirigida al avance teórico y práctico de la geotecnia nacional e internacional.

Hazte socio de la mayor red de ingenieros
geotécnicos de Chile visítanos en:

www.sochige.cl

directorio@sochige.cl

Sistemas DYWIDAG



DSI - Proveedor de Soluciones para la Industria de la Construcción

Sistema de Anclajes Permanentes de Barras y Torones, tipo SCP-DCP

Sistema de Postensado de Estructuras de Concreto

DYWI® DRILL, Sistema de Barra Autoperforante

Barra Roscada DYWIDAG (85/105 Kgf/mm²)

Barra Roscada GEWI® (50/75 Kgf/mm²)

Micropilotes



Local Presence - Global Competence



DSI CHILE

DSI Chile Industrial Ltda.

Las Encinas #1387, Valle Grande

Lampa, Santiago de Chile - Chile

Teléfono: + 56 2 25969661

Fax: + 56 2 25969669

construccion.chile@dsilatinaamerica.com

DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL



www.dsi-chile.com

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

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. Óscar 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
Arcadis Geotécnica, Santiago, Chile
Ing. Mauro Poblete
Instituto de Tecnología de Karlsruhe, Alemania
Ing. Mauricio Villagrán
Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile

Comité editorial

Dr. Giovanni Alvarado
AECOM Pty Ltd, Perth, Australia
Dr. Rodrigo Cienfuegos
Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile
Dra. Luisa Equihua
Universidad Popular Autónoma del Estado de Puebla, 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 Kioto, Japón
Dr. Ingo Weidlich
Fernwärme-Forschungsinstitut e.V., Hannover, Alemania
Dr. Torsten Wichtmann
Instituto de Tecnología de Karlsruhe, 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

Patricia Alarcón
palarcon@ucsc.cl
56 41 234 58 52
\$8.000 anual (US\$30, €20, £ 18)
Estudiantes \$5.000 (US\$ 18, € 15, £ 12)
Valor ejemplar \$4.500 (US\$ 16, € 18, £ 9)

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** Estudio experimental de la respuesta geomecánica de relaves en pasta cementados utilizados para el relleno de caserones
Experimental study of the geomechanical response of cemented paste backfills used in underground mining
G. Suazo, A. Fourie y H. Hasan
- 14** Comparación de tres metodologías de análisis sísmico de túnel NATM en suelos finos de Santiago
Comparison of three methodologies of seismic analyses of NATM tunnel in fine soils of Santiago
D. Solans, C. Hormazábal, B. Rojas y R. León
- 23** Numerical study of long-term settlement following twin tunnel construction
Estudio numérico de asentamientos de largo plazo debido a la construcción de túneles gemelos
R. Martínez, F. Schroeder y D. Potts
- 31** Caracterización cíclica multidimensional de suelos no cohesivos
Characterization of multidimensional cycles of non cohesive soils
M. Poblete, T. Wichtmann, A. Niemunis y T. Triantafyllidis
- 39** Aplicación de un modelo hidromecánico de erosión interna asociado al esfuerzo en la fracción fina del suelo
Application of a hydromechanical model for internal erosion associated with the stress in the soil finer fraction
R. Moffat
- 45** Métodos numéricos aplicados a ensayos de terreno para la determinación de la permeabilidad saturada
Numerical methods applied to field tests for the determination of the saturated permeability
T. Tejo, M. González y A. Darby
- 52** Condiciones geológicas-geotécnicas de la cuenca de Santiago y su relación con la distribución de daños del terremoto del 27F
Geological and geotechnical conditions of the Santiago basin and its relation with the 27F earthquake damage distribution
L. Vergara y R. Verdugo
- 61** Importancia de la velocidad de onda de corte y del período predominante para la evaluación de la respuesta de sitio en Santiago
The importance of the shear wave velocity and the predominant period for the evaluation of the site response in Santiago
G. Godoy, L. González y E. Sáez
- 69** Análisis numérico de la respuesta sísmica de excavaciones sostenidas con muro Berlínés en arena
Numerical analysis of the seismic response of excavations supported by soldier pile walls in sand
M. Jara, F. Villalobos, G. Corral y O. Taiba
- 79** Efecto de la longitud de onda en la respuesta dinámica de muros de retención embebidos
Effect of the wave length on the dynamic response of embedded retaining walls
B. Méndez y D. Rivera
- 89** Desarrollo e implementación de una veleta de corte a alta revolución para sondajes
Development and performance of a shear vane at high revolution in boreholes
R. Olguín y M. Ortúzar
- 97** Modelación de un ensayo de corte directo en arena mediante el método de elementos discretos tridimensional
Modelling of a direct shear test in sand using the 3D Discrete Element Method
A. Salazar, E. Sáez y G. Pardo
- Lateral spreading inducido por licuación en Lo Rojas, Coronel, estudio de terreno y modelo numérico
Liquefaction-induced lateral spreading in Lo Rojas, Coronel, field study and numerical modelling
G. de la Maza, N. Williams, E. Sáez, K. Rollins y C. Ledezma
- 106**

Estudio experimental de la respuesta geomecánica de relaves en pasta cementados utilizados para el relleno de caserones

Experimental study of the geomechanical response of cemented paste backfills used in underground mining

Fecha de entrega: 12 de enero 2015

Fecha de aceptación: 4 de mayo 2015

Gonzalo Suazo, Andy Fourie y Alsidqi Hasan

School of Civil, Environmental and Mining Engineering, The University of Western Australia, 35 Stirling Highway, Crawley WA 6009, Australia, gonzalosuazo@gmail.com, andy.fourie@uwa.edu.au, alsidqi.hasan@uwa.edu.au

La tecnología de relleno de caserones con relaves en pasta cementados se ha popularizado en la industria minera subterránea a nivel mundial. Esta tecnología brinda una serie de ventajas desde el punto productivo y medio ambiental. Sin embargo, una serie de fallas en las barreras utilizadas para contener el relleno se han registrado en las últimas décadas. En este artículo se presentan los resultados de la instrumentación geotécnica de un caserón real, la que permitió cuantificar las presiones horizontales totales y presiones de poros tanto al interior del relleno como en la barreras. Se encontró que altas presiones de poros y presiones horizontales se desarrollan en las primeras etapas de llenado. Sin embargo, periodos de descanso entre etapas favorecen la consolidación del relleno y la generación de efecto de arco entre el relleno y la roca, lo que reduce la tasa de incremento de las presiones sobre la barrera en etapas posteriores de llenado. Adicionalmente, se observó que cargas dinámicas pueden aumentar considerablemente la presión de poros al interior del relleno. En este contexto, al término del artículo se presentan resultados experimentales respecto al potencial de licuefacción de rellenos cementados.

Palabras clave: relleno de caserones, relaves cementados, presión de poros, presión horizontal total, licuefacción

Cemented paste backfill CPB has been widely used in underground mining operations in the recent past for filling the voids (stopes) left after blasting and mucking of ore. It provides a series of advantageous environmental, safety and economic characteristics. However, several barricades failures have been reported in the recent past. This paper presents the results of in situ monitoring carried out to quantify pore pressure and total horizontal stresses exerted on barricades. It was found that high horizontal stresses and pore pressures develop during the early filling stages. Resting periods were shown to effectively improve the consolidation of the fill and the arching effect on the interface fill-rock. These effects seem to reduce the rate of increment of horizontal stresses acting on barricades at later filling stages. In addition, it was observed that dynamic loads can significantly increase pore pressure within the fill. In this context, experimental results about the liquefaction potential of CPB are provided.

Keywords: Cemented Paste Backfill, barricades, pore pressure, total horizontal stresses, liquefaction

Introducción

La tecnología de relleno minero con relaves en pasta cementados CPB (Cemented Paste Backfill) ha sido ampliamente utilizada en las últimas décadas con el objetivo de rellenar las grandes perforaciones dejadas luego de las operaciones de tronadura ejecutadas para la extracción subterránea de minerales. El uso de esta técnica tiene una serie de ventajas respecto a otros métodos de extracción, por ejemplo, provee una mayor estabilidad local

y global a la mina, permite la extracción de mineral desde los pilares ubicados entre caserones y brinda la posibilidad a ingenieros geotécnicos de depositar una gran cantidad de relaves bajo tierra, lo que disminuye los riesgos asociados a la disposición en superficie y el impacto ambiental de la operación minera (Helinski, 2008).

La técnica consiste en rellenar los caserones con una mezcla de relaves integrales, agua y cemento con una concentración de sólidos (peso de sólidos sobre peso total) que típicamente

varía entre 75 y 85% y un contenido de cemento de 3 a 7% respecto al peso total seco (Benzazoua *et al.*, 2004). Otra práctica común es agregar un porcentaje de arena a la mezcla con el objetivo de incrementar la permeabilidad y mejorar la consolidación del relleno (Potvin *et al.*, 2005). Durante las primeras horas de depositación, la mezcla se comporta como un fluido no Newtoniano, sin embargo, en la medida que el cemento se hidrata, el relleno se comporta como un sólido. Inicialmente, una barrera es construida en la base del caserón para contener la mezcla (Figura 1a). Estas barreras deben resistir la presión total horizontal de la mezcla σ_h , así como también las cargas dinámicas generadas por eventos sísmicos (estallidos de roca, sismos) y operaciones de tronadura. Este tipo de cargas generan un incremento en la presión de poros u lo que reduce la presión efectiva vertical σ'_v . En términos de la teoría de Rankine, la cual sin embargo es una teoría simplificada para este tipo de escenarios (dada la anisotropía del relleno, efecto arco y desplazamiento lateral de la roca confinante, entre otras); la presión horizontal en una barrera está dada por:

$$\sigma_h = \sigma'_v K_0 + u \quad (1)$$

donde K_0 es el coeficiente de empuje en reposo. Una serie de fallas de estas estructuras, con el consecuente flujo de la mezcla al interior de las áreas de producción, se han registrado en las últimas décadas (Revell y Sainsbury, 2007). Estas fallas no sólo tienen un costo económico importante (dados los retrasos en las operaciones de extracción), sino que también generan un alto riesgo en la seguridad del personal. Para reducir los efectos de cargas estáticas y dinámicas en la estructura de contención, una de las estrategias generalmente utilizada consiste en rellenar el caserón en etapas. Un primer “tapón” de mezcla es depositado hasta un metro sobre la barrera, para continuar con un periodo de reposo (v.g. 24 hr), durante el cual la mezcla consolida y el cemento se hidrata. Finalmente, el caserón se termina de rellenar hasta el techo, o bien se rellena hasta la base de la siguiente barrera donde se permite otro periodo de reposo.

Una serie de ecuaciones simplificadas se han propuesto para estimar las presiones horizontales totales en las paredes de los caserones y en particular en las barreras, ya sea en condición drenada o no drenada (Aubertin *et al.*, 2004). Sin embargo, estas ecuaciones no logran incorporar

del todo una serie de fenómenos que ocurren al interior del caserón y que podrían, eventualmente, afectar la estabilidad de las barreras, v.g. efectos de cargas dinámicas, fricción en las paredes del caserón, inclinación del relleno y efectos químicos de la hidratación del cemento. Más aún, son escasos los estudios experimentales in situ y de laboratorio para validar dichas ecuaciones.

En este contexto, en el proyecto Mine Backfill liderado por la Universidad de Western Australia, se ha instrumentado una serie de caserones localizados en diferentes minas en Australia. El objetivo de este proyecto es evaluar las presiones totales y presiones de poro producidas en condiciones normales de operación, tanto en las estructuras de contención como en distintas locaciones al interior del relleno. Los resultados de la instrumentación realizada en una mina de oro de pequeñas dimensiones son presentados en este artículo. Adicionalmente, se presentan resultados de la investigación llevada a cabo por los autores para la evaluación del potencial de licuefacción de relaves en pasta cementados.

Monitoreo de caserones Instrumentación

La instrumentación se ejecutó en un caserón que presentaba una única barrera de contención en su altura (Figura 1a) y de dimensiones en planta de 18x3.5 m y altura aproximada de 17 m. El caserón estaba inclinado respecto a la horizontal en 65° (Figura 1b) y presentaba una gran irregularidad e inestabilidad en sus paredes, lo que hizo frecuente los desprendimientos de roca durante la ejecución de la etapa experimental. La barrera no permitía el flujo de agua desde el relleno (impermeable) y la roca del caserón presentaba una muy pequeña permeabilidad, por lo que el agua del relleno drenaba sola en la dirección vertical.

Una celda de carga para la medición de presiones totales, del tipo Geokon NATM con una capacidad máxima de 700 kPa, fue instalada entre la pasta y la barrera en lo que se denomina como locación L2 en la Figura 1a. La barrera fue construida mediante el método del arco, que consiste básicamente en aplicar shotcrete a un marco metálico con malla de acero que está arqueado y apernado a las paredes del drive de acceso. De este modo, para asegurar una buena superficie de contacto para la celda de carga, una placa metálica de 40x30 cm fue montada sobre la barrera.

Dos piezómetros para la medición de presión de poros del tipo Geokon modelo 1200 con capacidad máxima de 700 kPa fueron localizados al interior del caserón L1 y en la interfaz relleno-barrera L2. Ambos tipos de instrumentos registran presiones o esfuerzos mediante sensores de cuerda vibrante y termistor. Las mediciones fueron recolectadas por un data logger localizado en el drive superior. Ningún instrumento fue instalado al interior del relleno (sección central) producto de las condiciones de operación y seguridad de la mina.

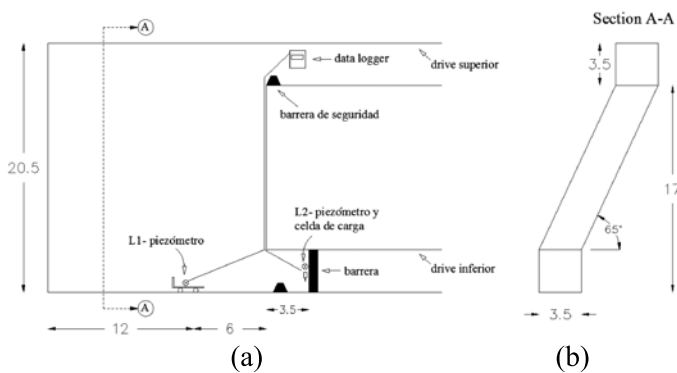


Figura 1: Ubicación de sensores en caserón, a) vista en elevación y b) corte A-A. Dimensiones en metros.

Materiales

El relleno utilizado consistía en una mezcla de relaves, arena, cemento y agua obtenida del proceso de extracción de mineral. El agua presentaba una gran concentración de sales con un total de sólidos disueltos TDS de 103.000 ppm. Una alta concentración de sales podría eventualmente afectar la cementación del relleno y su estabilidad en el largo plazo (Hasan *et al.*, 2014). Como aditivo se utilizó cemento Portland ordinario. La mezcla se preparó con un 75% de sólidos, un 5% de cemento y un 30% de arena (del peso total). Como resultado, la mezcla final poseía una densidad aproximada de 1.93 ton/m³ y una resistencia a compresión no confinada de 210 kPa a los 4 días de curado. La distribución granulométrica para los relaves, arena y mezcla se presenta en la Figura 2. Los relaves presentaban un peso específico G_s de 2.75, con un porcentaje de finos superior al 39% y un coeficiente de uniformidad C_u de 50.6.

Secuencia de llenado

El caserón se relleno a una tasa de 110 m³/hr, lo que se traduce en un ritmo de llenado de 1.7 m/hr. La mezcla

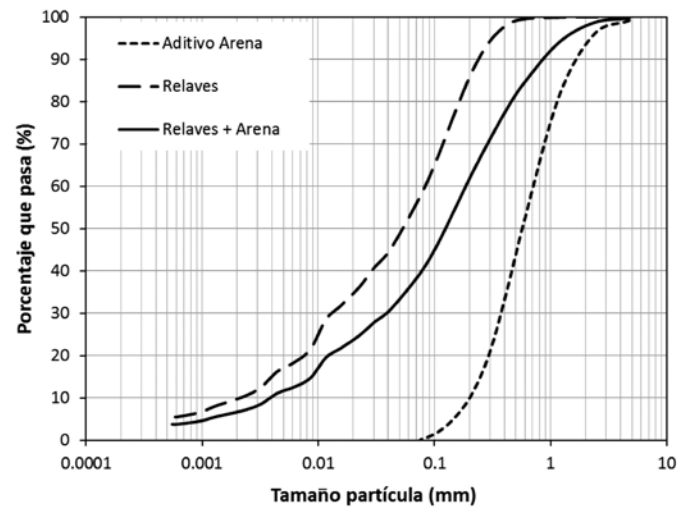


Figura 2: Distribución granulométrica de materiales utilizados en relleno de caserón

fue transportada desde la planta de mezclado, ubicada en superficie, hasta los caserones mediante bombas de alta presión y tuberías de HDPE. Debido a las pequeñas dimensiones de los caserones de esta mina, solo dos etapas de llenado y una de reposo son necesarias para completar el proceso de relleno. En una primera etapa, se llena hasta la parte superior de la barrera hasta una elevación aproximada de 5.9 m (Figura 3), luego de lo cual se permite un periodo de reposo de 24 hr. Finalmente, se termina de rellenar el caserón hasta la base de la siguiente barrera (elevación 17 m). Dado que el relleno se utiliza como plataforma de trabajo para la extracción del caserón contiguo, no se rellena hasta el techo del caserón.

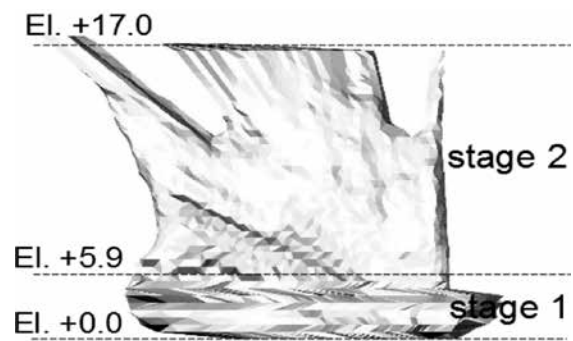


Figura 3: Elevaciones aproximadas en etapas de llenado

Resultados y discusión

En la Figura 4a se muestran las mediciones registradas por los tres sensores. También en estas figuras se encuentra la curva de esfuerzo geostático vertical total, dada por el producto del peso unitario total γ del relleno y la altura relativa h_i entre el relleno y el nivel de instalación de los

instrumentos. La altura del relleno se calculó a partir de la geometría del caserón, obtenida de mediciones CMS (Sistema de Monitoreo de Cavidades) (Figura 3), y la tasa de llenado impuesta por la planta de mezclado.

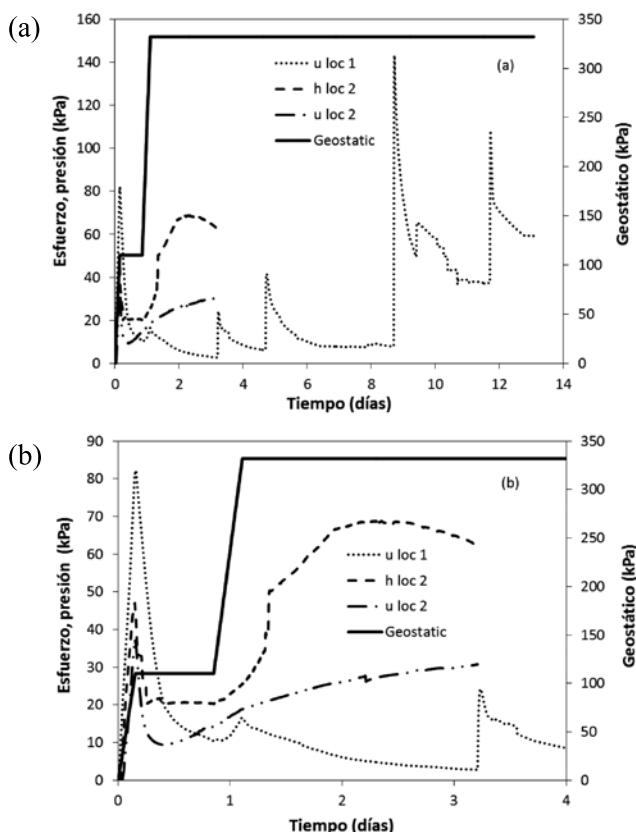


Figura 4: Presiones horizontales totales σ_h y presiones de poros u registradas en caserón instrumentado. Mediciones registradas durante los primeros (a) 14 y (b) 3.7 días de depositación.

Las mediciones fueron registradas por un periodo de 13 días, periodo durante el cual los sistemas de monitoreo sísmico subterráneo registraron una serie de eventos sísmicos de pequeña intensidad. Asimismo, las operaciones de tronadura de caserones contiguos fueron reiniciadas luego del tercer día de depositación. Los efectos dinámicos de estas actividades se traducen en un aumento considerable de la presión de poros como se observa en las mediciones registradas por el piezómetro en L1. En esta figura se observan al menos 4 máximos de incremento de presión de poros, los que son coincidentes con los tiempos en los cuales las tronaduras fueron programadas. Los otros pequeños aumentos de presión de poros son atribuidos a las actividades sísmicas de campo cercano registradas durante el periodo de medición. Es interesante observar que un gran incremento de presión de agua se produce a

los 9 días, cercano a los 140 kPa, a pesar del avanzado grado de cementación del relleno.

El piezómetro en L1 registró continuamente durante los 13 días, sin embargo, el piezómetro y celda de carga en L2 mostraron mediciones erróneas luego de 3.7 días. Este problema de registro se atribuyó a un daño permanente de los instrumentos debido a las actividades de tronadura. La programación de extracción y tronadura contemplaba la extracción del caserón en el nivel inferior, muy cercano a la barrera del caserón en estudio, lo que podría haber dañado parcialmente el relleno y por ende los instrumentos en L2.

En la Figura 4b el rango de medición se ha acotado a 3.7 días para una mejor comparación de resultados. En general, se observa que hay un aumento consistente en las mediciones de los distintos instrumentos en los periodos de llenado producto del aumento en la presión vertical total. Sin embargo, durante los periodos de descanso tanto la presión de poros como la presión horizontal disminuyen producto de la consolidación del relleno y de la fricción generada entre las paredes del caserón y el relleno (Fahey *et al.*, 2009). Luego del periodo de reposo, la respuesta de la presión de poros y presión horizontal es menos pronunciada, lo que se atribuye a una mayor rigidez del relleno dada la consolidación e hidratación del cemento. Una vez concluida la última etapa de llenado, las lecturas en los piezómetros comienzan a disminuir, lo que se atribuyó a la consolidación del relleno y al efecto conocido como *self desiccation*, correspondiente a una reducción de la presión de poros producto del consumo de agua para la formación de los subproductos del cemento (Grabinsky y Simms, 2005). Como evidencia del proceso exotérmico de hidratación del cemento, sensores de temperatura instalados al borde del caserón registraron un cambio de temperatura de 23°C al inicio de la depositación a 33°C al término del proceso de monitoreo.

Durante las primeras horas de depositación, en el cual el relleno recién comienza a consolidar, la presión de poros y presión horizontal en L2 son similares. En este sentido, una mejor comparación de mediciones puede ser obtenida utilizando los índices de esfuerzo total ($TSR = \sigma_h/\gamma h_r$) e índice de presión de poros ($PPR = u/\gamma h_r$). Estos índices son graficados versus la altura total del relleno h_r en la Figura 5a para las distintas etapas de llenado.

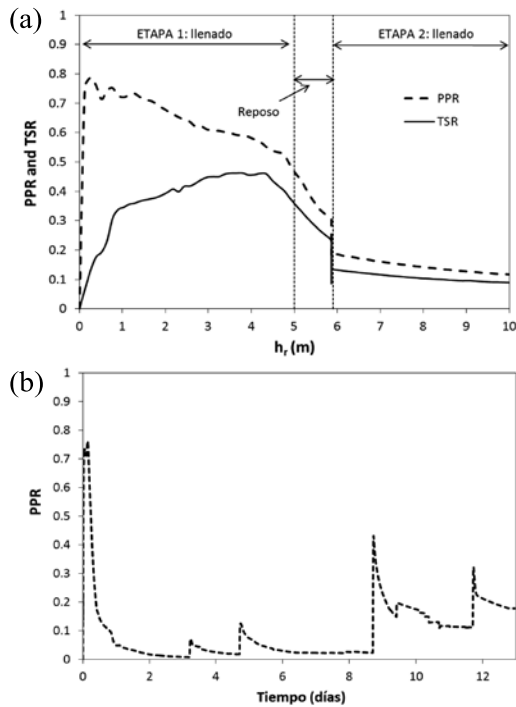


Figura 5: a) Índices de presión de poros y esfuerzo total en barrera L2 y b) índice de presión de poros para el periodo de mediciones en L1

El máximo valor del índice de presión de poros, alrededor de 0.8, ocurre en las primeras horas de depositación, cuando el relleno alcanza 0.4 m, y tiende a disminuir ligeramente al término de la primera etapa de llenado. Durante el periodo de descanso la presión de poros disminuye considerablemente y PPR llega a un valor de 0.2. En la segunda etapa de llenado, PPR se mantiene prácticamente constante llegando a un valor mínimo de 0.16. Valores de PPR cercanos a 1 indicarían que gran parte de la presión vertical total se transfiere en forma de presión de poros a la barrera. El cambio drástico y permanente en PPR luego del término de la primera etapa de llenado, valida la eficacia del método de depositación en etapas y en particular el uso de un “tapón” inicial sobre la barrera. De manera similar, el índice de esfuerzo total TSR , aumenta en la medida que el relleno crece en altura, alcanzando un valor máximo de 0.4 al término de la primera etapa de llenado. Como sucede con la presión de poros, existe una rápida disminución del TSR en la etapa de reposo del relleno. Luego de esta etapa, el TSR alcanza un valor mínimo de 0.16, lo que se traduce en un aumento menos pronunciado en el esfuerzo horizontal total en la barrera en la medida que el relleno crece en altura (Figura 5a).

Para ilustrar los efectos de cargas dinámicas sobre la presión de poros el valor de PPR versus tiempo de curado ha sido graficado en la Figura 5b. De esta curva se puede reconocer que existe un importante efecto de cargas dinámicas sobre la presión total ejercida por el relleno sobre la barrera. Se observan valores de PPR por sobre 0.4 a los 9 días, tiempo en el cual la presión de poros debiese ser similar a la presión efectiva de confinamiento vertical (falla por licuefacción), asumiendo que el relleno ha consolidado completamente. Para este caserón, las ondas de compresión debido a procesos de tronadura resultan más importantes que las ondas de corte producto de fenómenos sísmicos. Sin embargo, dependiendo de las condiciones geológicas, los esfuerzos de corte podrían también tener un efecto importante sobre el aumento de la presión de poros del relleno. En este contexto, en los siguientes acápites se proporcionan resultados experimentales sobre la susceptibilidad a la licuefacción sísmicamente inducida de relaves en pasta cementados.

Comportamiento cíclico de relaves integrales cementados

Una serie de ensayos de corte simple directo cíclico (Direct Simple Shear Test) fueron llevados a cabo en relaves integrales de plata-plomo-zinc cementados. El equipo utilizado fue manufacturado por GEOCOMP (Figura 6) y es del tipo desarrollado en NGI (Norwegian Geotechnical Institute) a mediados de los años 60. El ensayo genera un estado homogéneo de esfuerzos de corte en la muestra bajo condiciones normales de consolidación y permite reproducir la rotación de esfuerzos principales durante la carga cíclica. En general, es un ensayo más realista que técnicas tradicionales de medición de resistencia cíclica, como el ensayo triaxial. Este equipo ha sido utilizado en otros estudios para la evaluación de la resistencia cíclica de relaves finos (Wijewickreme *et al.*, 2005; Al-Tarhouni *et al.*, 2011). Las muestras fueron preparadas mediante el método de depositación de slurry, propuesto por Kuerbis y Vaid (1998). Se produjeron muestras con una altura de 27 mm y un diámetro de 72 mm, aproximadamente.

Los relaves utilizados correspondían a limos de baja plasticidad (ML) con un contenido de finos superior al 50%. Las muestras fueron preparadas con contenidos de cemento de un 5%, contenido de sólidos del 78% y curadas

por un periodo máximo de 24 hr. En la Figura 7 se presentan los resultados de un ensayo cíclico a niveles de presión efectiva de 100 kPa para una muestra curada por 12 hr. En general, las muestras presentaron falla por movilidad cíclica y ninguna de las muestras ensayadas presentó falla de flujo. La resistencia cíclica aumentó considerablemente en la medida que la hidratación del cemento avanzaba, debido a la cementación de los poros del relleno.



Figura 6: Equipo GEOTEST utilizado para ensayos de resistencia cíclica de relaves cementados

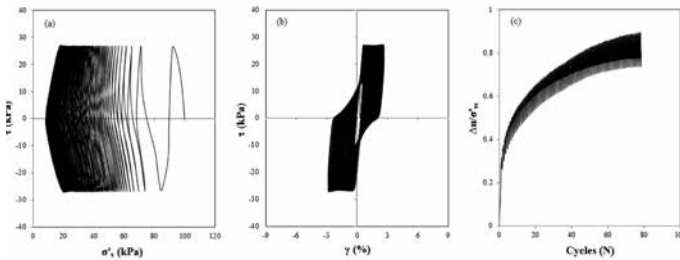


Figura 7: Respuesta cíclica de relaves integrales cementados en equipo de corte simple directo GEOTEST ($\sigma'_{vc} = 100$ kPa, CSR = 0.27, 5% cemento, 12 hr curado). (a) Presión de confinamiento σ'_{vc} versus esfuerzo de corte τ , (b) deformación de corte γ versus esfuerzo de corte τ y (c) número de ciclos N versus razón de presión poros $\Delta u/\sigma'_{vc}$.

La Figura 8a presenta los resultados de 18 de estos ensayos en términos de la razón de tensiones cíclicas solicitante CSR versus el número de ciclos N para cumplir con el criterio de falla de licuefacción. CSR se define como la razón entre el corte cíclico τ_{cy} y la presión efectiva de confinamiento σ'_{vc} . Se utilizó como criterio de falla un 3.75% de deformación en amplitud simple. A este nivel de deformación, se alcanzó en promedio un máximo incremento de presión de poros Δu de aproximadamente 90% de la presión efectiva de confinamiento (i.e. razón de presión de poros).

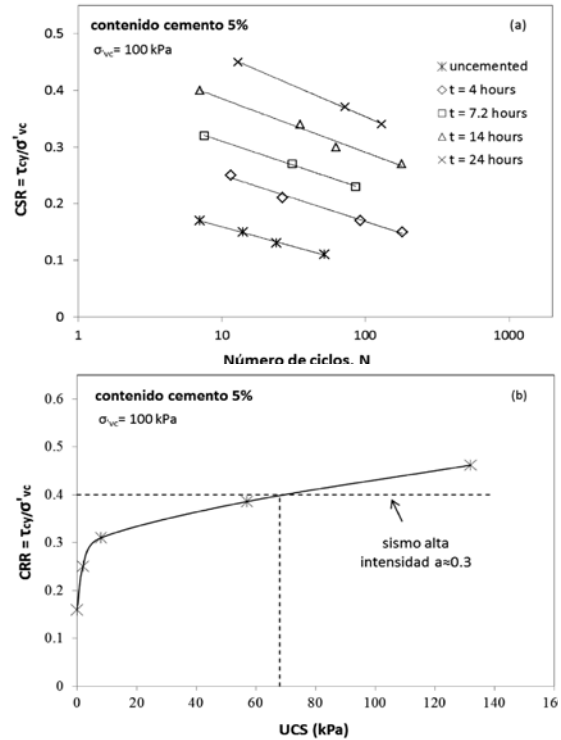


Figura 8: a) CSR versus número de ciclos para alcanzar un 3.75% de deformación en amplitud simple y b) CRR a 10 ciclos versus resistencia a compresión no confinada.

La Figura 8a muestra que a temprana edad, el relleno es más susceptible a experimentar falla por licuefacción. Asimismo, muestras curadas por periodos más largos requieren de una cantidad mayor de ciclos para aumentar la presión de poros a un mismo CSR. En la Figura 8b, la razón de resistencia cíclica a 10 ciclos a distintas edades se comparó con la resistencia a compresión no confinada UCS del relleno a dicha edad. En el mismo gráfico, se definió una línea representando un sismo de alta intensidad capaz de generar una CSR de 0.4. Se observa que luego de que el relleno alcanza una resistencia no confinada de 65 kPa el riesgo de falla por licuefacción desaparece. Esta resistencia no confinada se alcanza en un periodo de 15 hr. En la práctica, ingenieros geotécnicos definen periodos de reposo para el relleno de entre 12 y 48 hr (dependiendo del contenido de cemento y tamaño del caserón), con el objetivo de alcanzar UCS en el orden de los 100 kPa. Luego de los resultados de esta investigación, esta práctica parece ser apropiada solo bajos eventos de muy alta intensidad. Sin embargo, considerando los eventos sísmicos típicamente observados en minería subterránea, esta práctica parece ser altamente conservadora.

Conclusiones

En esta investigación las presiones generadas en la barrera utilizada para contener el relleno cementado al interior del caserón fueron analizadas mediante la instrumentación de un caserón real. Se encontró que tanto la presión total horizontal, como la presión de poros aumentan al incrementarse la altura del relleno en la primera etapa de llenado. Sin embargo, los periodos de reposo entre etapas pueden considerablemente disminuir esta tendencia en etapas de llenado posteriores.

Por otro lado, se encontró que cargas dinámicas pueden tener un importante efecto sobre las presiones máximas sobre la barrera. Un considerable aumento en la presión de poros debido a esfuerzos dinámicos se observa inclusive a edades de curado por sobre los 9 días. Estos aumentos se atribuyen a cargas generadas por sismos y por operaciones de tronadura.

Al estudiar el potencial de licuefacción de rellenos conformados por relaves integrales finos, se encontró que el relleno en general experimenta falla por movilidad cíclica con incrementos de presión de poros que pueden alcanzar el 90% de la presión efectiva de confinamiento. En la medida que el cemento dentro del relleno se hidrata, la resistencia cíclica aumenta de manera considerable. Asimismo, se encontró que por sobre valores de resistencia no confinada de 65 kPa el riesgo de experimentar una falla por licuefacción es muy bajo.

Agradecimientos

Los autores agradecen el financiamiento otorgado por ARC Linkage Project (LP100200173) a través de The University of Western Australia. El primer autor también agradece el financiamiento otorgado por la Australian International Postgraduate Research Scholarships (IPRS) y la Comisión Nacional de Investigación Científica y Tecnológica de Chile (CONICYT PAI/INDUSTRIA 79090016) para proseguir estudios de doctorado en el extranjero y agradece en forma especial a Geotecnia Ambiental Ltda.

Referencias

- Al-Tarhouni, M., Simms, P. and Sivathayalan, S. (2011). Cyclic behaviour of reconstituted and desiccated-rewet thickened gold tailings in simple shear. *Canadian Geotechnical Journal* 48(7), 1044-1060
- Aubertin, M., Li, L., Arnoldi, S., Belem, T., Bussièrè, B., Benzaazoua, M. and Simon, R. (2004). Interaction between backfill and rock mass in narrow stopes. 39th U.S. Rock Mechanics Symposium: 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Boston, Massachusetts, USA
- Benzaazoua, M., Fall, M. and Belem, T. (2004). A contribution to understanding the hardening process. *Minerals Engineering* 17 (2), 141-152
- Fahey, M., Helinski, M. and Fourie, A. (2009). Some aspects of the mechanics of arching in backfilled stopes. *Canadian Geotechnical Journal* 46(11), 1322-1336
- Grabinsky, M.W. and Simms, P. (2005). Matric suction generated by self-desiccation in cemented paste backfill. Saskatoon, Sask. In: Proceedings of the 58th Canadian Geotechnical Conference, 18-21.
- Hasan, A., Suazo, G., Doherty, J. and Fourie, A. (2014). Case study: In-stope measurements at two Western Australian mine sites. Toronto, Canada, 17th International Seminar on Paste and Thickened Tailings: Paste 2014
- Helinski, M. (2008). *Mechanics of mine backfill*. PhD thesis, The University of Western Australia, Perth, Australia
- Kuerbis, R. and Vaid, Y.P. (1998). Sand sample preparation - The slurry deposition method. *Soils and Foundations* 28(4), 107-118
- Potvin, Y., Thomas, E. and Fourie, A. (2005). *Handbook on Mine Fill*. Australian Centre of Geomechanics, Perth, Australia.
- Revell, M.B. and Sainsbury, D.P. (2007). Paste Bulkhead Failures. Melbourne, Victoria, Australia, Minefill 2007
- Wijewickreme, D., Sanin, M.V. and Greenaway, R. (2005). Cyclic shear response of fine-grained mine tailings. *Canadian Geotechnical Journal* 42(5), 1408-1421



OITEC Geotecnia



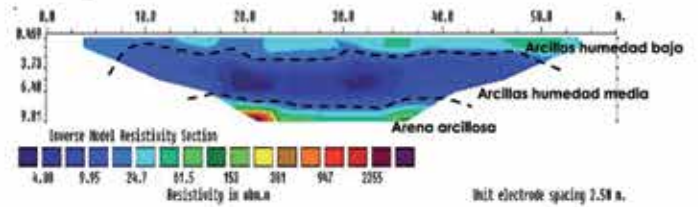
OITEC Hidráulica



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

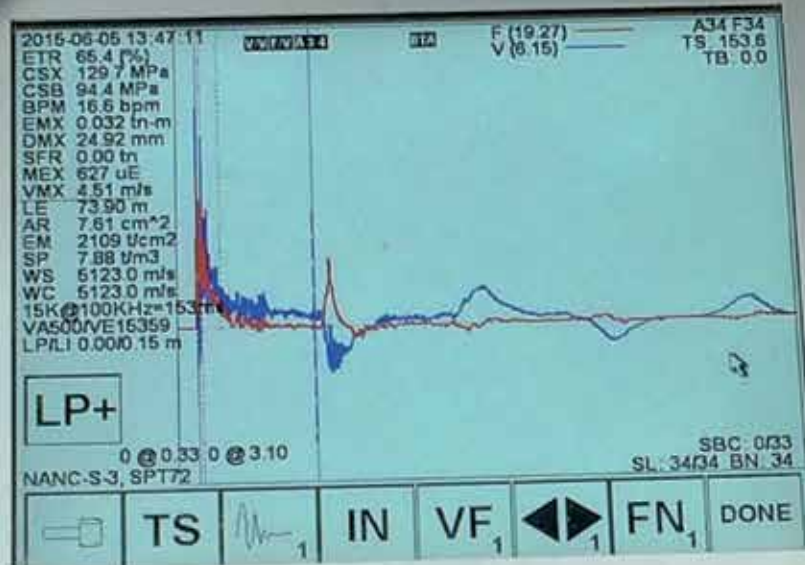
Tomografía Eléctrica, caracterización de sitios



Auscultación Geotécnica, Proyecto Edificio Centro Costanera



SPT Analyzer





Comparación de tres metodologías de análisis sísmico de túnel NATM en suelos finos de Santiago

Comparison of three methodologies of seismic analyses of NATM tunnel in fine soils of Santiago

Fecha de entrega: 19 de diciembre 2014

Fecha de aceptación: 7 de abril 2015

David Solans, Cristian Hormazábal, Benjamin Rojas y Roberto León

ARCADIS Chile, Antonio Varas 621, Providencia, Santiago, Chile, david.solans@arcadis.cl, cristian.hormazabal@arcadis.cl, benjamin.rojas@arcadis.cl, roberto.leon@arcadis.cl

El análisis sísmico sobre revestimientos de túneles se ha desarrollado tradicionalmente con modelos simplificados, mediante expresiones analíticas para geometrías sencillas y mediante softwares de análisis estructural que no incluyen el historial de tensiones del suelo debido a las secuencias constructivas y distancia al frente de excavación, lo cual tiende a sobrestimar los esfuerzos en el revestimiento de túneles. Sin embargo, los avances en el desarrollo de software de modelos de elementos o diferencias finitas han propiciado nuevas herramientas que permiten solucionar las dificultades planteadas, así como evaluar la respuesta sísmica mediante historiales de aceleraciones. Este artículo compara la respuesta sísmica de un túnel excavado de acuerdo al método NATM en suelo fino de Santiago mediante el método de distorsión de suelo aplicado en un software de análisis estructural y a través de un software de diferencias finitas para interacción suelo – estructura. Adicionalmente, para el último modelo se aplica un historial de aceleraciones. Los resultados de estos análisis son comparados en términos de diseño estructural de acuerdo a la experiencia chilena.

Seismic design of tunnels is often based on simplified models through analytical expressions for elemental geometries and structural softwares which not include soil stress path due to construction stages and the distance of the front of the excavation, resulting in overestimating the tunnels stresses. However, the development of finite differences or finite elements software has provided new tools that solve these problems and allow evaluating the seismic response through seismic records. This article compares the seismic response of NATM tunnels in soft soil of Santiago through the seismic distortion method of soil applied in a structural analysis software and a finite difference software for soil – structure interaction. Additionally, a seismic record is applied to the last case. The results of these analyses are compared in terms of seismic response of soils and structural design according to current Chilean practice.

Palabras clave: túneles, NATM, modelamiento numérico 3D, análisis sísmico

Keywords: tunnels, NATM, numerical modelling 3D, seismic analysis

Introducción

Los análisis sísmicos de túneles han sido tradicionalmente abordados mediante expresiones analíticas para geometrías sencillas que no incluyen las secuencias constructivas ni historiales de esfuerzos (Wang, 1993; Penzien y Wu, 1998; Penzien, 2000). Últimamente, algunos softwares de análisis geotécnico han entregado herramientas para la resolución de problemas complejos, permitiendo incorporar las variaciones en los historiales de tensiones, métodos constructivos, secuencias de excavación y solicitaciones sísmicas a través de registros de aceleraciones.

Este artículo presenta un estudio comparativo de 3 métodos de análisis sísmico para un túnel NATM construido en suelos finos del noroeste de Santiago. Se describe la metodología, consideraciones particulares y los parámetros empleados en cada caso. Se indican las complejidades y los tiempos computacionales requeridos para el desarrollo de cada metodología. Finalmente, se presenta un análisis comparativo de los resultados obtenidos: esfuerzos sísmicos en revestimiento del túnel y cálculo de espesor de revestimiento.

Geometría del túnel y propiedades del suelo de fundación

La geometría del túnel se muestra en la Figura 1. La secuencia constructiva considera 3 secciones principales: *side drift* I, sección central, *side drift* II y 9 subsecciones que se enumeran en la misma figura. La metodología utilizada es acorde a los principios del método NATM (New Austrian Tunneling Method) y simula las secuencias de excavación en tres etapas constructivas: bóveda, banco y contrabóveda; con desfase entre etapas y la aplicación de revestimiento estructural. Entre cada frente de avance de *side drift*, hay un desfase de 10 m, así también de la pared central. El nivel de riel del túnel se encuentra a una profundidad de 22 m del nivel de terreno y la clave del túnel se encuentra a 16 m de profundidad. La sección del túnel abarca un área aproximada de 190 m².

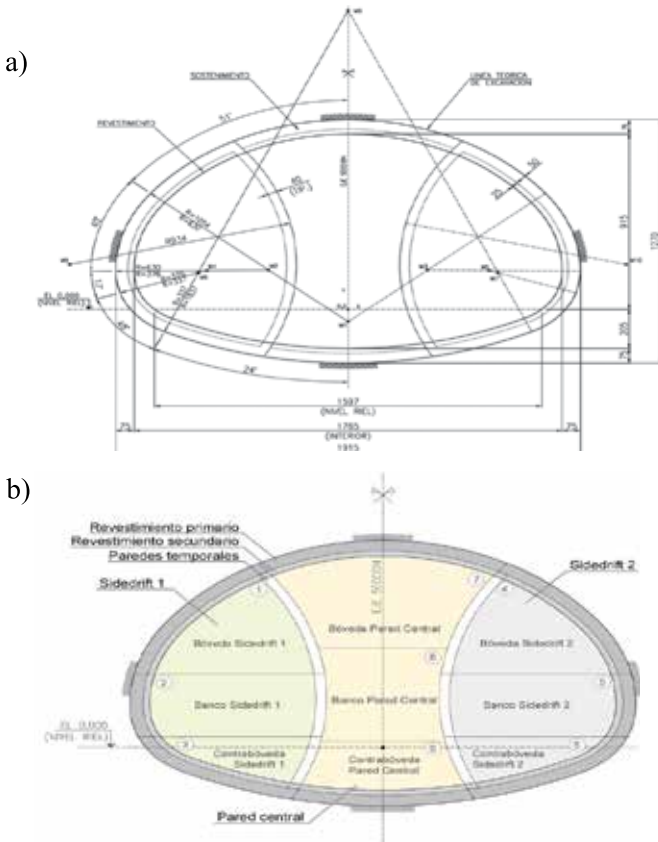


Figura 1: a) Geometría (dimensiones en cm) y b) secuencia constructiva del túnel

Se considera un túnel construido en el sector de suelos finos del noroeste de Santiago, al cual se le han asignado las propiedades geotécnicas presentadas en la Tabla 1. El módulo de deformación ha sido considerado lineal

aumentando en profundidad, también se han considerado distintos valores de cohesión y coeficiente de empuje en reposo K_0 para dos distintos estratos de suelo.

Tabla 1: Propiedades de los materiales (ARCADIS, 2014)

Propiedades	Valor
Densidad natural γ_t , kN/m ³	18.5
Ángulo de fricción ϕ , °	31
Cohesión c , kPa	30 para $Z < 12$ m
	50 para $Z > 12$ m
Compresión no confinada q_{us} , kPa	20 – 40
Módulo de deformación E , MPa	$20 + 2.75Z$
Razón de Poisson ν	0.3
K_0	0.65 para $Z < 12$ m
	0.45 para $Z > 12$ m
Coef. de balasto horizontal K_h , kN/m ³	$0.53E(Z)/B$
Coef. de balasto vertical K_v , kN/m ³	$0.53E(D_f + B)/B$

Z : profundidad medida desde la superficie en m

D_f : profundidad sello fundación en m, B : dimensión menor de estructura en m

Solicitación sísmica

Con el fin de simular la solicitación sísmica, se utilizan dos procedimientos: desangulación sísmica y análisis dinámico con registro de aceleraciones. Para la desangulación sísmica, la metodología empleada se basa en las recomendaciones del Manual de Carreteras (2014), que se sustentan en la propuesta de Kuesel (1969) para el diseño sísmico del metro de San Francisco. En este estudio se ha considerado una desangulación θ_s de $1.1 \cdot 10^{-3}$ rad, obtenida de los valores tabulados en el Manual de Carreteras (2014) para un rango de compresión no confinada q_u entre 20 y 40 kPa, para zona sísmica con $a_0 = 0.4g$.

El análisis dinámico se basó en uno de los registros de aceleraciones del terremoto de Chile, ocurrido el 27 de Febrero del 2010, que tuvo una magnitud momento M_w de 8.8. El sismo fue subductivo tipo *thrust* con epicentro marítimo frente a la localidad de Cobquecura, Región del Bío Bío (Saragoni y Ruíz, 2012). El registro de aceleraciones fue obtenido de la Red Nacional de Acelerógrafos de la Universidad de Chile (RENADIC). Corresponde a un registro de superficie con componente horizontal, obtenido en una estación ubicada en Maipú, sobre depósitos de ceniza volcánica denominados comúnmente como “Pumicita”. Las principales características del registro de aceleraciones se indican en la Tabla 2.



Tabla 2: Principales características sísmicas registro aceleraciones terremoto 2010, estación Maipú (Saragoni y Ruíz, 2012)

Características sísmicas	Valor
Aceleración máxima en campo libre PGA, g	0.54
Intensidad de Arias I_a , g s	0.58
Potencial Destructivo P_d , cm s	6.07

La Figura 2 presenta las componentes de aceleraciones, velocidades y desplazamientos del registro utilizado. El registro ha sido sometido a corrección de línea de base. La Figura 3 presenta los espectros de Fourier y pseudo-aceleración para un amortiguamiento del 5%.

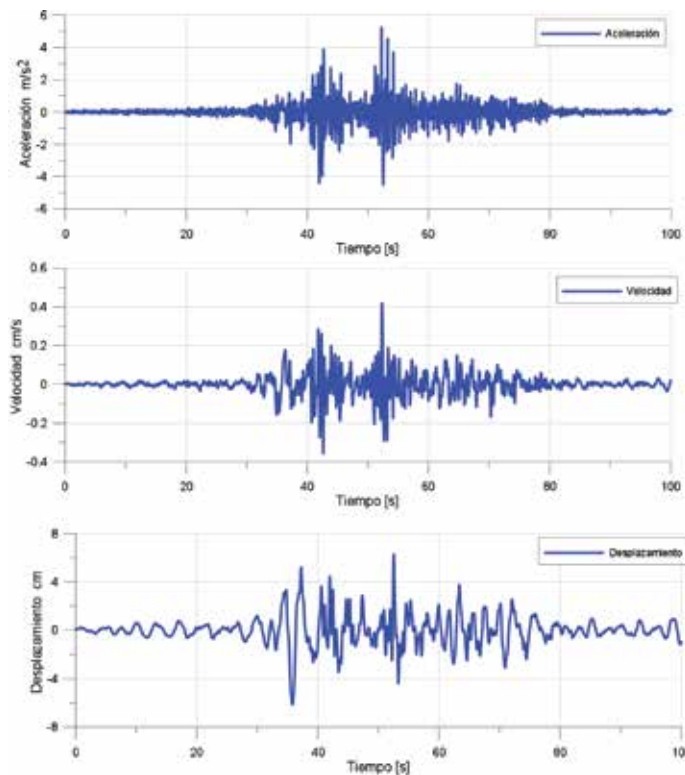


Figura 2: Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento en función del tiempo. Sismo 27F2010, estación Maipú

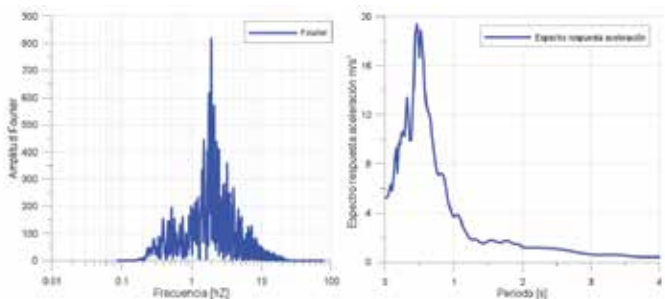


Figura 3: Espectro de Fourier y espectro de respuesta de aceleraciones (5% de amortiguamiento)

Para obtener el registro de aceleraciones en profundidad requerido para el análisis dinámico, se utilizó el procedimiento propuesto por Mejia y Dawson (2006) para aplicación del sismo en la base del modelo. En este caso se escaló el registro de superficie a la profundidad del modelo, ajustando la respuesta en superficie en términos de PGA y espectro de aceleraciones.

Modelación numérica

Se han llevado a cabo tres análisis numéricos mediante distintas metodologías. El primer análisis corresponde a una modelación mediante el software de elementos finitos para análisis estructural SAP2000 (caso I). El segundo y el tercer análisis (caso II y III) se han efectuado mediante el software de diferencias finitas para interacción suelo - estructura FLAC 3D versión 5.0. Las características principales de los distintos análisis se presentan en la Tabla 3.

Tabla 3: Principales características casos analizados

Caso	Tipo de análisis	Solicitación sísmica	Secuencia constructiva	Software	Complejidad
I	Modelo de Winkler interacción suelo – estructura mediante resortes	Desanulación sísmica	No incluida	SAP 2000	Media
II	Modelo de diferencias finitas	Desanulación sísmica	Incluida	FLAC 3D	Alta
III	Modelo de diferencias finitas	Registro de aceleraciones	Incluida	FLAC 3D	Muy alta

Para el caso I se adoptaron las siguientes consideraciones:

- Empuje horizontal en reposo, calculado con el coeficiente de empuje en reposo in situ. Este empuje se aplica comprimiendo los resortes.
- Los coeficientes de balasto incluyen el módulo de deformación del suelo amplificado 3 veces para el caso sísmico.
- Carga vertical equivalente al 60% del peso de la columna de suelo. Esta reducción del peso de la columna de suelo se asocia al efecto de arco, y fue estimada por los autores en base a las dimensiones del área a excavar, profundidad del túnel y desplazamientos verticales en la clave del túnel en comparación con los otros análisis.
- Esta metodología no incorpora la secuencia constructiva del túnel.

- La modelación no incorpora el efecto de excavación con la distancia al frente.
- El desplazamiento por desangulación sísmica se impone en la base de los resortes. Se desactivan los resortes traccionados.
- Los elementos estructurales se han modelado como elementos viga o *frame*.

La geometría modelada se presenta en la Figura 4.

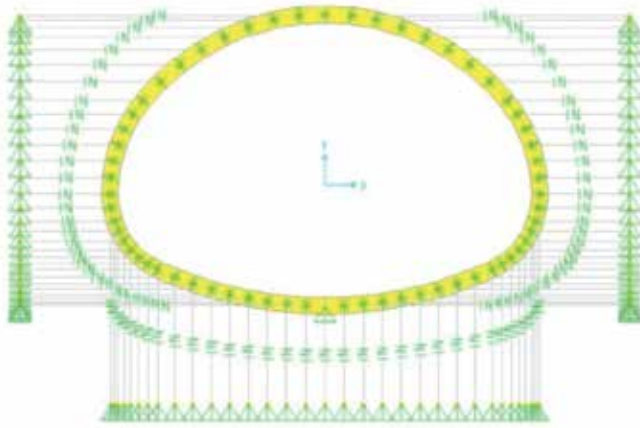


Figura 4: Geometría modelo SAP2000. Caso I

La modelación numérica de los casos II y III se ha llevado a cabo mediante el software de diferencias finitas FLAC3D versión 5.0. Para estas simulaciones se consideraron los bordes del modelo con restricción de desplazamiento horizontal (X e Y) y la base del modelo con restricción de desplazamiento en todas las direcciones (X, Y y Z). La Figura 5 presenta la geometría, malla y secuencia constructiva. El modelo cuenta con una profundidad de cota de riel de 22 m desde la superficie, un sobrecancho desde los bordes del túnel de 100 m (≈ 5 veces ancho túnel) a fin de reducir el efecto de los bordes en la respuesta del túnel. Para el análisis dinámico, se han utilizado elementos absorbentes en los bordes (*free – field condition*) a fin de evitar la reflexión de ondas. El revestimiento fue modelado como elemento estructural del tipo *Shell* que considera un comportamiento tensión – deformación lineal elástico. No se ha considerado interfaz entre suelo y estructura. La altura de los elementos se limitó de acuerdo a las recomendaciones de Kuhlemeyer y Lysmer (1973) para evitar filtrar frecuencias de interés para el análisis dinámico (caso III). Considerando valores de V_s del orden de 200 m/s (incrementándose en profundidad), se obtienen elementos de altura en torno a 3.0 m.

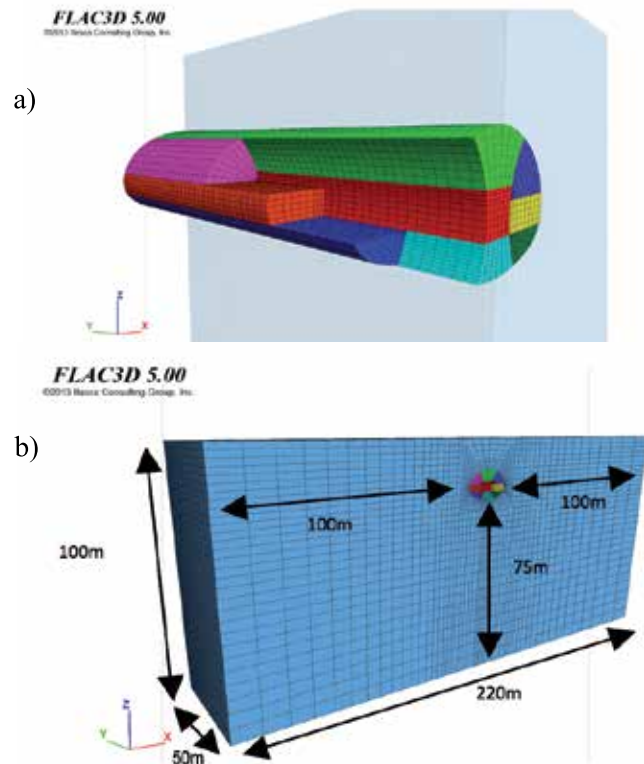


Figura 5: a) Secuencia constructiva y b) geometría Modelo Flac3D. Casos II y III

Se utilizó la ley constitutiva *Cap - Yield (CY Soil)* (ITASCA, 2011) que se encuentra implementada en FLAC 3D. *CY Soil* corresponde a un modelo constitutivo del tipo plástico y está caracterizado por el criterio de falla Mohr – Coulomb. El modelo presenta, entre otras, las siguientes particularidades: la rigidez depende del estado tensional, genera deformaciones plásticas en cargas desviatorias primarias, genera deformaciones plásticas en compresión isotrópica primaria y considera trayectorias de descarga-recarga elásticas. El modelo constitutivo *CY Soil* establece relaciones del tipo hiperbólico para el módulo de corte G , y para el módulo volumétrico K , en función de la presión media efectiva p' , quedando establecidas por las siguientes expresiones:

$$G^e = G_{ref}^e \left(\frac{p'}{P_{ref}} \right)^m \quad (1)$$

$$K^e = K_{ref}^{iso} \left(\frac{p'}{P_{ref}} \right)^m \quad (2)$$

donde G_{ref}^e es el módulo de corte elástico de referencia en kPa para una tensión de referencia p_{ref} , K_{ref}^{iso} es el módulo volumétrico elástico de referencia en kPa para



una tensión p_{ref} , p' es la tensión efectiva media en kPa y m es una constante. Los parámetros del modelo se han ajustado en base a las propiedades de resistencia al corte, coeficiente de empuje en reposo y la variación del módulo de deformación en profundidad. Cabe destacar que el modelo constitutivo *Cap Yield* ha sido utilizado exitosamente en la modelación en obras de metro de Roma y sus resultados han sido verificados de forma satisfactoria con datos de monitoreo (Lucarelli, 2011).

Tabla 4: Parámetros geotécnicos para el modelo *Cap Yield* en suelos finos

Propiedades	Valor
Densidad natural γ_n , kN/m ³	18.5
Angulo de fricción ϕ°	31
Cohesión c , kPa	30 para $Z < 12$ m
	50 para $Z > 12$ m
Módulo de corte elástico de referencia G_{ref}^e , MPa	65.4, para $Z < 12$ m
	84.6 para $Z > 12$ m
Módulo volumétrico elástico de referencia K_{ref}^e , MPa	57.2 para $Z < 12$ m
	74 para $Z > 12$ m
Potencia m	0.7, para $Z < 12$ m
	1.0, para $Z > 12$ m
Presión de referencia p^{ref} , kPa	100
Coeficiente de Poisson ν	0.3
Razón de falla R_f	0.9
Factor de calibración β	0.25

Dentro de las consideraciones del análisis dinámico (caso III), el modelo constitutivo utilizado considera el efecto de descarga-recarga con una amplificación del módulo de deformación de 3 veces el valor estático. Adicionalmente, se ha considerado una razón de amortiguamiento del tipo Rayleigh de 4% en torno a la frecuencia fundamental del sismo de 2 Hz.

Los tiempos computacionales de ejecución de los casos II y III, para la condición sísmica, resultan muy distintos. El caso II corresponde a una etapa adicional de 1 a 2 horas de ejecución, mientras que el caso III demora cerca de 8 a 10 días.

Resultados

En la Figura 6 se presentan los resultados de esfuerzos resultantes sobre revestimientos de túnel, para el Caso I y Caso II. Los resultados del Caso III se presentan en la Figura 7. Si bien los esfuerzos de los Casos I y II difieren

en magnitud, presentan una distribución similar en la estructura. El Caso III resulta difícil de comparar con los otros, dado que el análisis genera un historial de esfuerzos en el tiempo. En la Tabla 5, se presentan los rangos de esfuerzos obtenidos para cada análisis efectuado.

Tabla 5: Rango de esfuerzos túnel distintos análisis

Caso	Esfuerzo normal, kN/m	Esfuerzo de corte, kN/m	Esfuerzo de momento, kN/m
I	-1300 a -1650	-300 a 100	-300 a 800
II	-2000 a -3200	-150 a 150	-400 a 400
III	-1000 a -2500	-250 a 50	-400 a 500

Como criterio de comparación de resultados, se considera el espesor de revestimiento diseñado en base a los estados tensionales resultantes. No se considera el cálculo de cuantías de acero para el análisis comparativo, dado que estas cantidades son determinadas fundamentalmente por los esfuerzos generados en etapas de construcción. Para el diseño de los espesores del túnel, se desarrollaron diagramas de interacción de esfuerzo axial versus corte del elemento estructural, mediante el código de diseño ACI 318-08 (2008). Los esfuerzos internos del revestimiento del túnel fueron amplificados en un 20% de acuerdo a la práctica habitual chilena en este tipo de proyectos. Los diagramas de interacción se presentan en la Figura 8 para cada uno de los casos, con los espesores resultantes. En la Tabla 6 se indican los espesores obtenidos para cada caso de análisis.

Tabla 6: Resultados de espesores del análisis estructural del túnel

Caso	Espesor revestimiento túnel, cm
I	75
II	70
III	60

Los resultados del caso III conducen a los menores espesores, sin embargo se asocia a un evento sísmico particular, por lo que al aplicar otros sismos la respuesta pudiese variar.

Conclusiones

Se realiza el análisis sísmico de un túnel construido con el método NATM en suelos finos. El análisis se efectúa mediante 3 métodos distintos, con objeto de comparar los espesores de revestimiento determinados a partir de sus re-

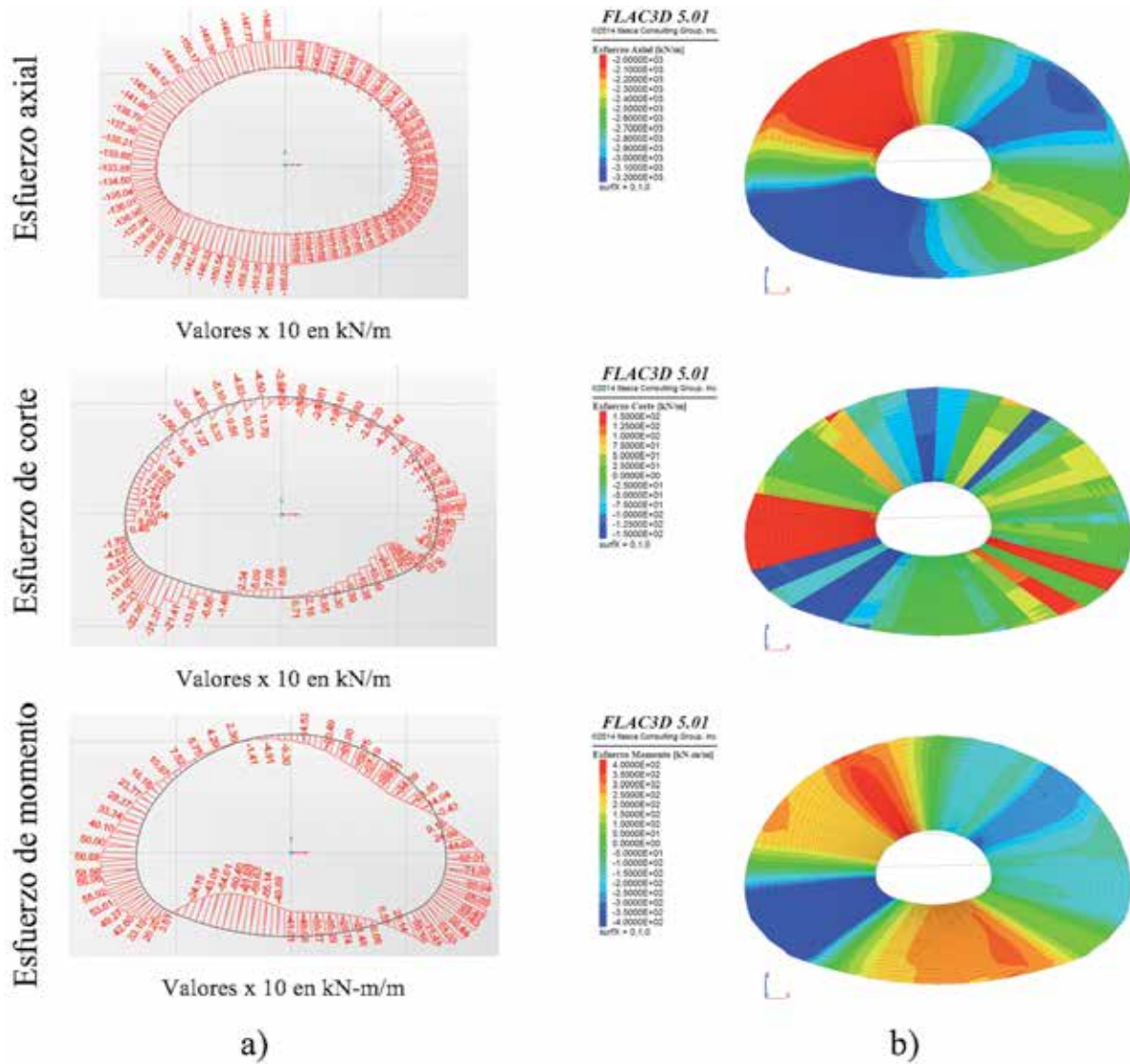


Figura 6: Esfuerzo sísmicos resultantes a) Sap2000 (caso I) y b) FLAC3D desangulación (caso II)

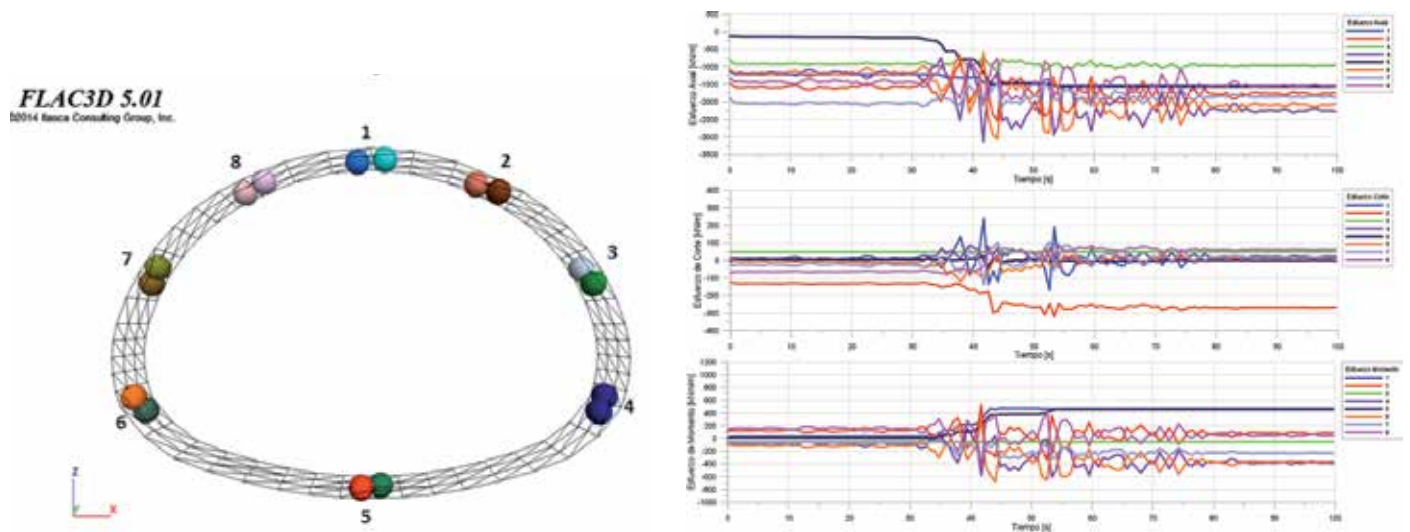


Figura 7: Puntos de control y esfuerzo sísmicos resultantes Flac3D para análisis dinámico (Caso III)

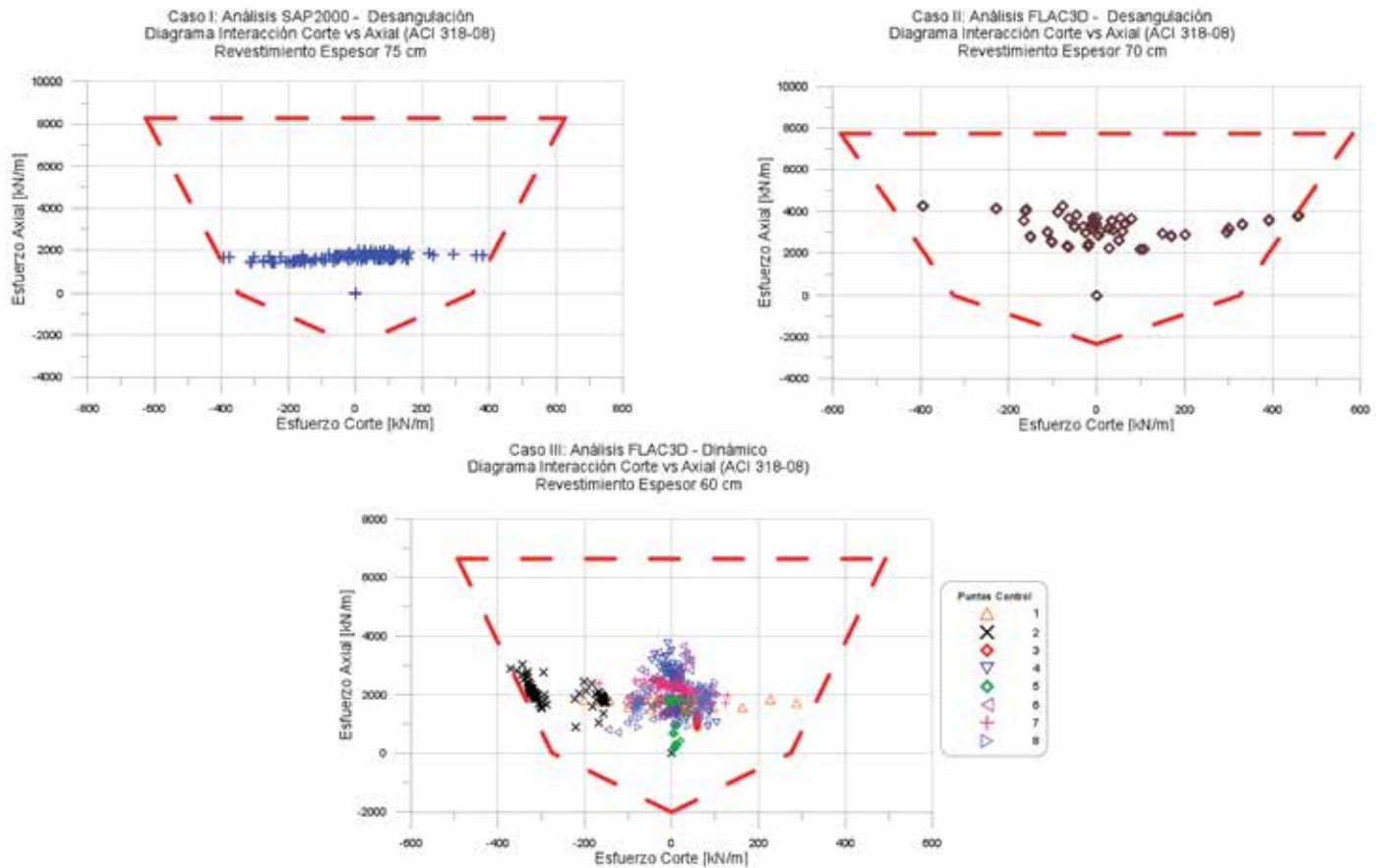


Figura 8: Diagramas interacción corte versus axial. Casos I, II y III

sultados. Para el Caso I se adopta un modelo cinemático (Manual de Carreteras, 2014). Análisis estructural representando interacción suelo-estructura mediante resortes. Solicitación sísmica impuesta mediante distorsión angular. Software SAP 2000. Para el Caso II se usa un modelo de diferencias finitas. Solicitación sísmica impuesta mediante distorsión angular. Software FLAC 3D. Y para el Caso III también se usa un modelo de diferencias finitas, pero la sollicitación sísmica es determinada por un análisis dinámico con historial de aceleraciones. Software FLAC 3D.

En relación a la complejidad y tiempos de ejecución de cada método, se concluye lo siguiente:

Para el Caso I, la elaboración del modelo resulta más rápida que en los otros casos y no se simula la secuencia constructiva. El tiempo computacional que requiere no es significativo.

Para el Caso II, la elaboración del modelo requiere más tiempo que en el Caso I y debe simularse la secuencia

constructiva. El tiempo computacional de la etapa estática es de 3 días y para la desangulación sísmica, el tiempo adicional no es significativo.

Para el Caso III, los tiempos requeridos para la elaboración del modelo y simulación de la secuencia constructiva son los mismos que en el Caso II. El análisis dinámico requiere un tiempo computacional de unos 10 días más que el Caso II.

Los espesores determinados en base a los resultados de los distintos casos presentan diferencias que no superan el 25%. El Caso I conduce al mayor espesor, mientras que el espesor más reducido se deduce en el Caso III. Los espesores determinados en base a análisis con desangulación sísmica no difieren significativamente de aquellos obtenidos mediante un análisis dinámico. Este resultado sugiere que la desangulación sísmica θ_s es de $1.1 \cdot 10^{-3}$ rad, es un valor aproximado que resulta aplicable para el diseño de túneles en suelos finos del noroeste de Santiago.



Agradecimientos

Los autores agradecen a las disciplinas de Geotecnia y Túneles de ARCADIS Chile por el tiempo y recursos computacionales para la elaboración del presente artículo.

Referencias

ACI (2008). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-08) y Comentario, American Concrete Institute, USA

ARCADIS (2014). Base de datos de diversas unidades de suelos. Sección de Geotecnia.

ITASCA (2011). FLAC3D: Theory and Background. ITASCA Consulting Group Inc.

Kuesel, T. (1969). Earthquake design criteria for subways. *Journal of Structural Division* 95, N° ST6, 1213-1231

Kuhlemeyer, R. and Lysmer, J. (1973). Finite element method accuracy for wave propagation problems. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division* 99 (SM5), 421-427

Lucarelli, A., Guiducci, G., Furlani, G. and Sorge, R. (2011). Cap-Yield model with cohesion, back analysis of real excavations. 2nd International FLAC/DEM Symposium, Melbourn Australia

Manual de Carreteras (2014). Instrucciones y criterios de diseño. Vol. N° 3. Dirección de Vialidad. Ministerio de Obras Públicas

Mejia, L.H. and Dawson, E.M. (2006). Earthquake deconvolution for FLAC. 4th International FLAC Symposium on Numerical Modelling in Geomechanics.

Penzien, J. and Wu, C.L (1998). Stresses in linings of bored tunnels. *Earthquake Engineering Structural Dynamics* 27(3), 283-300

Penzien, J. (2000). Seismically induced racking of tunnel linings. *Earthquake Engineering Structural Dynamics* 29(5), 683-691

Saragoni, R. y Ruíz, S. (2012). Implicaciones y nuevos desafíos de diseño sísmico de los acelerogramas del terremoto del 2010. En: Mw = 8.8. Terremoto en Chile, 27 de febrero 2010. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile. Editora Maval, 127-146

Wang, J.N. (1993). Seismic design of tunnels. Parsons Brickerhoff, Quade & Douglas, Inc. Monograph 7

SONDAJES MARITIMOS INGENIERIA
SONDAJES LAB HORMIGÓN
GEO SOIL NAPA SUELO ISO 9001:2008
HIDRÁULICA GEOTECNIA
VACÍOS
MECÁNICA PERFORACIÓN



Geo Soil Drill es una empresa que se encuentra en el rubro de mecánica de suelos, especializándose en sondajes geotécnicos y marítimos, opera desde el año 2004 y en 2012 obtuvo la certificación de iso9001:2008. Actualmente la empresa es líder en la región basando su principal fortaleza en la vasta experiencia de su personal. Actualmente se está trabajando en el proceso de acreditación e implementación de laboratorio de mecánica de suelos y de ensayos de hormigón llamado Geo Soil Lab ubicado en calle Los Onas en la comuna de Coronel.



Contacto:
Tel. 41-228 3779 | Cel. 8219 6856 | Web www.geosoidrill.cl
Gerencia: iparra@vtr.net | Subgerencia: b.pilar@geosoidrill.cl | Jefe Técnico: p.bello@geosoidrill.cl



Numerical study of long-term settlement following twin tunnel construction

Estudio numérico de asentamientos de largo plazo debido a la construcción de túneles gemelos

Fecha de envío: 6 de enero 2015

Fecha de aceptación: 29 de abril 2015

Rafael Martínez¹, Felix Schroeder² and David Potts³

¹ Constructora Lancuyen, Cochrane 635, piso 15, of. 1503, torre A, Concepción, Chile, rmartinez@lancuyen.cl

² Geotechnical Consulting Group, 52A Cromwell Road, London SW7 5BE, United Kingdom, f.c.schroeder@gcg.co.uk

³ Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College London, South Kensington Campus, London SW7 2AZ, United Kingdom, d.potts@imperial.ac.uk

This article presents a parametric study that uses the finite element (FE) method to analyse the problem of long-term settlements following twin tunnel construction in low permeability clay. Similar ground conditions to those typically found in central London, UK, were modelled. The construction process of the tunnels was simulated and thereafter a special boundary condition was used, enabling the FE model to consider the tunnels as fully permeable drains during the post-construction period. Several tunnel depths and separations were studied. The long-term interaction between the tunnels and the manner in which the long-term displacements - both vertical and horizontal - developed, were analysed. Conclusions are drawn about the principal factors that drive these movements. Finally, the potential building damage associated with the short and long-term movements obtained from the FE analyses is assessed, compared and discussed.

Este artículo presenta un estudio paramétrico que usa el método de elementos finitos para analizar el problema de asentamientos a largo plazo producto de la construcción de túneles gemelos en una arcilla de baja permeabilidad. Se modelaron condiciones del suelo similares a las encontradas en el centro de Londres, Reino Unido. El proceso de construcción de los túneles fue modelado y luego se utilizó una condición de borde especial que permitió considerar los túneles como drenes completamente permeables para el periodo posterior a la construcción. Se estudiaron distintas configuraciones de profundidad y separación de los túneles. Se analizó la interacción a largo plazo entre los túneles y también la forma en que se desarrollan los desplazamientos verticales y horizontales. Se concluyó respecto a los principales factores que afectan estos movimientos. Finalmente, se evalúa, compara y discute el potencial daño a las estructuras debido a los movimientos de corto y largo plazo generados por los túneles.

Keywords: twin tunnels, long-term settlement, clay, finite element, building damage

Palabras clave: túneles gemelos, asentamiento a largo plazo, arcilla, elementos finitos, daño a estructuras

Introduction

The fact that settlements continue to increase for a number of years following construction of tunnels in clayey soils has been recognised for many years. One of the reasons for these post-construction, or long-term, movements is that tunnels act as drains and reduce pore water pressures in the surrounding clay, thereby increasing the effective stress and causing consolidation to occur. Evidence from recent projects in the London area, most notably the Jubilee Line Extension (JLE), has shown that long-term

settlement occurs consistently in a wide range of urban and greenfield situations. However, the magnitude and rate of the consolidation induced settlements varies greatly. Generally, long-term movements occur over a much wider area than the immediate (short-term) movements which occur during construction. This means that when assessing the impact of tunnels on overlying infrastructure (e.g. buildings) additional assets may require consideration under long-term conditions as compared to the short-term conditions.

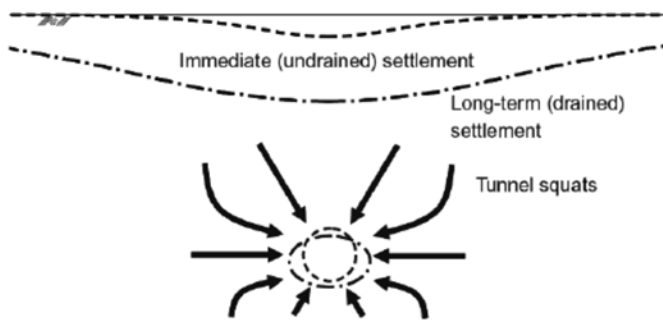


Figure 1: Tunnel in clay acting as long-term drain (Mair, 2008)

As illustrated schematically in Figure 1, the long-term settlement trough has been reported to be deeper and wider than the short-term one (e.g. Mair and Taylor, 1997; Burland *et al.*, 2001). New and O’Reilly (1991) considered measured settlements above a 3.0 m diameter tunnel in Grimsby, UK, 7 days and 11 years after tunnel construction. They concluded that the effects of deepening of the settlement trough were largely mitigated by its widening in that the angular distortions at the surface ground were not considerably altered. In their discussion, they added that the maximum horizontal strains induced by the consolidation process would not be expected to exceed those present after 7 days. New and O’Reilly (1991) also report on measured pore water pressures in the ground surrounding the tunnel and found no evidence of reduced pore pressures, even within a few meters of the tunnel. This is in contrast to measurements presented by Mair (2008) which show significant pore pressure reductions in the vicinity of London Underground tunnels at a number of locations across the London tube network, indicating that tunnels frequently act as drains, particularly when located in low permeability soils, such as the London Clay.

This article presents a parametric study that uses the finite element (FE) method to analyse the problem of long-term settlements following twin tunnel construction in low permeability clay. Due to the extensive tunnelling activity in London over recent decades, including the Jubilee Line Extension and more recently Crossrail, similar ground conditions to those found in central London were modelled.

Soil properties and problem setup

The present study was carried out using the FE program ICFEP (see Potts and Zdravkovic, 1999 and 2001). The

parametric study presented herein considers two circular tunnels with a diameter of 4.75 m located at the same level below the ground surface. The parameters varied were the tunnel depth, D , and the separation, S , between them (see Figure 2). The range of geometries considered is presented in Table 1.

Table 1 Geometries analysed

Run	X (horizontal) - Coordinate*		separation		tunnel axis depth (m)**
	left tunnel axis	right tunnel axis	meters	multiple of Diameter	
Run 1	125	147	22	5D	29
Run 2	125	147	22	5D	17
Run 3	125	147	22	5D	41
Run 4	100	172	72	15D	41
Run 5	100	172	72	15D	29
Run 6	100	172	72	15D	17
Run 7	112	160	48	10D	41
Run 8	112	160	48	10D	29
Run 9	112	160	48	10D	17
Run10	125	-	Infinite	Infinite	41
Run11	125	-	Infinite	Infinite	29
Run12	125	-	Infinite	Infinite	17

Tunnel diameter = 4.75m * X-coordinate measured to the right from upper right FE mesh corner
 ** Depth measured downwards from upper horizontal FE mesh boundary

Other parameters, such as the soil properties and all of the boundary conditions remained the same for all the analyses. The stratigraphy adopted for all analyses is typical for central London and is presented in Figure 3. Figure 3 also presents the initial pore water pressure distribution assumed showing the under-drained profile characteristic for many parts of London.

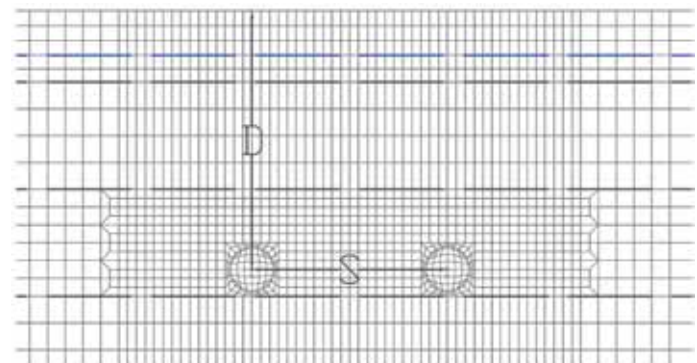


Figure 2: Tunnel separation S and tunnel depth D

An extract of the FE mesh developed for one of the analyses is shown in Figure 2. The width of the overall mesh for all analyses was 272 m and the depth 68 m. This ensures that for the maximum tunnel separation considered ($S = 15D$ or 72 m) there is a minimum distance of 100 m between each tunnel axis and the closest vertical mesh boundary (with no horizontal movements allowed). For the lower horizontal boundary neither vertical nor

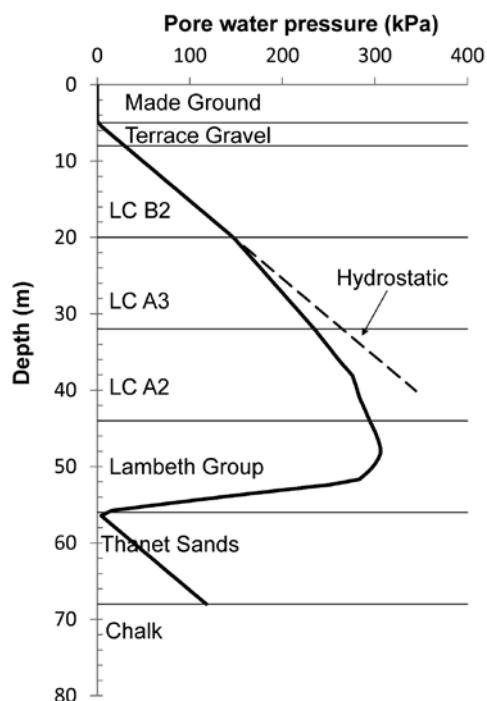


Figure 3: Stratigraphy and pore water pressure profile adopted for the analyses

horizontal movements were allowed. 8-node plane-strain isoparametric quadrilateral elements were used to model the soil and 3-node beam elements (Day and Potts, 1990) were used to model the tunnels' concrete lining. The segmental nature of the linings was not explicitly modelled, as the stresses acting in the linings were not expected to exceed the capacity of the joints between individual segments. A coupled consolidation formulation was used and an accelerated modified Newton-Raphson scheme with sub-stepping stress point algorithm was employed to solve the non-linear finite element equations. The stratigraphy considered in the study has Chalk at a depth of 68 m below ground surface. This stratum is significantly stiffer and stronger than the overlying materials and therefore, the bottom mesh boundary (with no horizontal and vertical movements allowed) was placed at the top of the Chalk.

The construction sequence adopted in all analyses is given in Table 2. The initial under-drained pore water pressure profile shown in Figure 3 has to be in equilibrium with the assumed permeability distribution and the hydraulic boundary conditions. While the input was chosen to closely approximate the correct pore pressure profile, a long time period was allowed at the beginning of the analysis (increments 1 to 5) to ensure full equilibrium.

However, the stress and displacement changes during this period were very small and any results presented in this paper do not include changes during the first 5 increments.

Table 2: Construction sequence

Increment	Time	Activity
1-5	1000 years	Stabilisation period
6-25	7 days	1st (left) tunnel excavation
26-30	7 days	Rest period
31-50	7 days	2nd (right) tunnel excavation
51-70	180 years	Consolidation

Tunnel construction was modelled using a full face 'convergence-confinement' method (Potts and Zdravkovic, 2001) targeting a volume loss $V_L = 1.5\%$ for the first tunnel. For the construction of the second tunnel, the same percentage of unloading was assumed prior to the construction of the tunnel lining. This results in a larger volume loss for the second tunnel and takes account of the fact that this tunnel would not have been built under greenfield conditions but assumes that a similar construction method would have been used for both tunnels.

Hydraulic boundary conditions

Made Ground, Terrace Gravels and Thanet Sands are all granular materials which were allowed to drain freely without changes in pore pressure throughout the analyses. The London Clay (LC) units (B2, A3 and A2) and the Lambeth Group were considered to be consolidating materials using the log law permeability model proposed by Vaughan (1989). In this model the permeability k is defined as $k = k_0 e^{-Bp'}$, where k_0 is the permeability at zero mean effective stress, p' is the mean effective stress and B is a material property. In order to obtain the under-drained pore water pressure profile shown in Figure 3, $B = 0.007$ was chosen. The k_0 adopted for all the consolidating materials was $k_0 = 2.0 \cdot 10^{-9}$ m/s. The tunnels were considered to act as drains and a special boundary condition that ensures that the tunnels do not act as sources of water when suctions are detected at the tunnel boundary was used. This boundary condition only allows water to flow into the tunnels when compressive pore water pressures are detected at this boundary. This special boundary condition was activated for each tunnel after the completion of their construction.

Material properties

The Made Ground was modelled as an isotropic linear elastic perfectly plastic material with a drained Young's Modulus $E' = 10000$ kPa and an effective Poisson's ratio $\nu' = 0.2$. All the other strata were modelled as isotropic non-linear elastic perfectly plastic materials. The non-linear elastic model employed was based on that described by Jardine *et al.* (1986) with the parameters summarised in Table 3 and Table 4.

The perfect plasticity was modelled using a non-associated Mohr-Coulomb model. The yield surface is defined by the

strength parameters cohesion c' , and angle of shearing resistance ϕ' , and the plastic potential is defined by an angle of dilation ψ' . These parameters and the unit weights are given in Table 5 for all materials. For the post-construction consolidation period ψ' was assumed to be equal to zero.

The tunnel lining was modelled as a continuous elastic ring with the following parameters: bulk unit weight $\gamma = 24$ kN/m³, Young's modulus $E = 2.80 \cdot 10^7$ kN/m², Poisson's ratio $\nu = 0.15$, cross sectional area $A = 2.60$ m², second moment of area $I = 3.95 \cdot 10^{-4}$ m⁴/m, *i.e.* a lining thickness of $t = 0.168$ m.

Table 3: Coefficients and limits for non-linear elastic shear modulus

Stratum	A	B	C , %	β	γ	$E_{d,min}$, %	$E_{d,max}$, %	G_{min} , kPa
Terrace Gravel	1600	1550	0.0001	1.2	0.617	0.00346	0.69282	2333.3
London Clay B2	702	827	0.0001	1.1	0.617	0.0052	0.3	2000.0
London Clay A3	702	827	0.0001	1.1	0.617	0.0052	0.3	2000.0
London Clay A2	767	903	0.0001	1.1	0.617	0.0017	0.3	2000.0
Lambeth Group (Clays)	987	875	0.0001	1.1	0.850	0.0025	0.3	2000.0
Thanet Sands	1200	1100	1.0E-04	1.3	0.617	0.0017	0.3	2000.0

Table 4: Coefficients and limits for non-linear elastic bulk modulus

Stratum	R	S	T , %	δ	μ	$\epsilon_{v,min}$, %	$\epsilon_{v,max}$, %	K_{min} , kPa
Terrace Gravel	600	580	0.001	1.90	0.42	0.005	0.15	3000
London Clay B2	404	404	0.00035	1.81	0.34	0.001	0.2	2500
London Clay A3	404	404	0.00035	1.81	0.34	0.001	0.2	2500
London Clay A2	404	404	0.00035	1.81	0.34	0.001	0.2	2500
Lambeth Group (clays)	404	404	0.00035	1.81	0.34	0.001	0.3	2500
Thanet Sands	265	850	$3.5 \cdot 10^{-4}$	1.20	0.34	$3 \cdot 10^{-3}$	0.4	2500

Table 5: Mohr-Coulomb yield surface parameters, plastic potential parameters and unit weight.

	MG	TG	LC (B2, A3, A2)	LG	TS
c' , kN/m ²	0.0	0.0	5.0	10	0.0
ϕ' , °	25.0	35.0	25.0	28	36
ψ' , °	12.5	17.5	12.5	14	18
Bulk unit weight, kN/m ³	18.0	20.0	20.0	20	20

Results and discussions

Figure 4 depicts the long-term settlement troughs for Runs 1 to 9 clearly illustrating the influence of the tunnels' separation, S , and their depth, D . In addition, Table 6 summarises the maximum surface settlement obtained at the end of construction of the second tunnel (short-term) and at the end of the consolidation process (long-term) for all the analyses. When comparing the maximum settlements obtained for the different analyses it can be seen that for a given tunnel separation S , the maximum long-term settlement is always obtained for a tunnel depth of 29 m, *i.e.* the intermediate depth considered in the study. At this depth the overall decrease in pore water pressure is a maximum, thus increasing the effective stresses and causing the long-term settlements. On the other hand the smallest maximum long-term settlement for a given tunnel separation is not always obtained for the same tunnel depth. For the single tunnel scenario the smallest maximum long-term settlement is obtained for the largest tunnel depth (Run 10 – $S = \text{Infinite}$, $D = 41$ m). This can be expected as for the deepest tunnel the reductions of pore water pressures associated with the tunnel acting as a drain spread over a wide area and hence result in relatively small settlements. This is also true for the largest separation of $S = 15D$ where there are two distinct peak in surface settlement for all tunnel depths (see Figure 4) and the smallest long-term settlement is obtained for the deepest tunnel. However, for $S = 10D$ the deepest tunnel scenario results in a single long-term settlement trough with a larger maximum settlement than for the shallowest scenario for which two distinct peaks remain. For $S = 5D$, a single long-term settlement trough is obtained for all tunnel depths, with the shallowest configuration giving the lowest maximum long-term settlement.

Figure 5 presents the pore water pressure distributions for profiles at different offsets X , from the vertical mesh boundary for the analyses with $S = 5D$. Profiles at $X = 125$ m are at approximately the left hand side tunnel axis, while the profiles at $X = 120$ m are around 2 m from the tunnel extrados. Also shown in Figure 5 is the free field pore water pressure distribution. This figure illustrates how the depth of the tunnels determines the pore pressure changes and thus the long-term surface settlements. It can be seen that the maximum overall pore pressure changes

are obtained for the tunnels at the intermediate depth of 29 m and hence explain the maximum long-term surface settlement obtained for this tunnel depth, as discussed above.

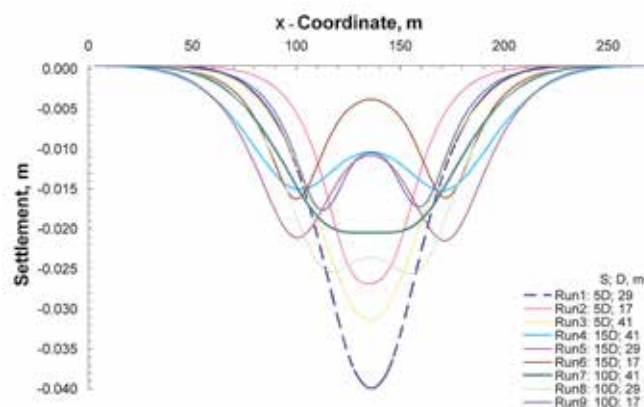


Figure 4: Long-term settlement trough comparison. Run 1 to 9

Table 6: Maximum surface settlement

Run	Separation D; Depth, m	Maximum settlement, mm		Long/short-term ratio	min value max. value
		Short-term	Long-term		
Run 3	5D ; 41	-9	-32	3.45	
Run 1	5D ; 29	-7	-40	6.13	
Run 2	5D ; 17	-12	-27	2.31	
Run 7	10D ; 41	-6	-21	3.77	
Run 8	10D ; 29	-7	-26	3.92	
Run 9	10D ; 17	-9	-18	1.96	
Run 4	15D ; 41	-5	-16	3.38	
Run 5	15D ; 29	-6	-22	3.53	
Run 6	15D ; 17	-9	-17	1.92	
Run10	infinite ; 41	-4	-15	3.86	
Run11	infinite ; 29	-6	-21	3.86	
Run12	infinite ; 17	-8	-17	2.03	

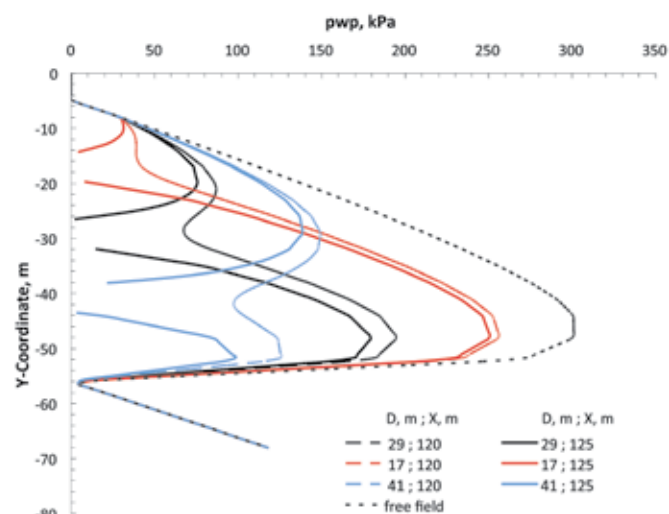


Figure 5: Pore water pressure profiles for $S = 5D$ different offsets X from the vertical mesh boundary

In order to assess the building damage potential for the different settlement troughs obtained from the FE analyses

the methodology proposed by Burland and Wroth (1974) was employed. For the long-term settlement trough for each analysis, a building length and location was determined to get the maximum deflection ratio Δ/L in hogging. For this building the deflection ratio Δ/L and maximum horizontal tensile strain ϵ_x were calculated for long-term and short-term conditions and plotted in an interaction diagram for the hogging mode (Burland, 1995). Figure 6 shows the results of these building damage analyses, with the black symbols representing long-term conditions and the grey symbols representing short-term conditions. It can be seen from Figure 6 that the long-term deflection ratio – horizontal strain combinations are always further away from the origin than their short-term equivalent. This implies that the potential long-term damage might be more significant than the short-term one. This result appears to be contrary to the findings of others (e.g. New and O'Reilly, 1991). It is important to note that, although the magnitude of the potential damage obtained from this parametric study is always low (Damage Category 0 or 1 according to the definition of Burland, 1995), the potential long-term damage is consistently higher than the corresponding short-term values. It should be remembered that in the present study, the magnitude of the potential damage parameters has been calculated assuming infinitely flexible buildings, which will be altered by the presence of the structures themselves (Potts and Addenbrooke, 1997). Furthermore, it may be that, although the potential damage in the long term are larger than in the short term, they are not as critical to building owners as they occur over extended periods of time (in some cases several decades),

during which routine maintenance, for example, may mask and/or alleviate some of the potential damage. In this manner, the results presented herein simply illustrate patterns of behaviour in terms of the effects of long-term settlement following tunnel construction that should be considered and may require detailed consideration.

Conclusions

Nine geometries for twin tunnels and 3 geometries for single tunnels were analysed using finite element models with a coupled consolidation approach to consider long-term post-construction settlements. It was observed that the magnitude of the settlements was driven by the overall effects of the tunnels, which were assumed to act as perfect drains, on the initial pore water pressure regime. It has been demonstrated that this overall drainage effect is a function of the tunnel configuration in terms of depth and separation. Other parameters that will have an influence, but were not considered herein are tunnel diameter, soil properties (especially permeability) and the initial pore water pressure profile. In this respect, the results presented in this study are specific for the conditions considered and further studies would be required to determine the effects of other parameters. The potential building damage as a result of short-term and long-term settlements were evaluated on the basis of the FE analysis results. It was found that the long-term damage consistently exceeds the short-term one, which is contrary to the view of some authors.

References

- Burland, J.B., Standing, J.R. and Jardine, F.M. (2001). Building response to tunnelling: case studies from construction of the Jubilee Line Extension, London. Volume 2: case studies, London, CIRIA and Thomas Telford
- Burland, J.B. (1995). Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation. *Proceedings 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, IS-Tokyo
- Burland, J.B. and Wroth, C.P. (1974). Settlement of buildings and associated damage. SOA Review. *Conf. Settlement of Structures*, Cambridge, Pentech Press, London, 611-654
- Day, R.A. and Potts, D.M. (1990). Curved Mindlin beam and axi-symmetric shell elements – A new approach. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 30, 1263-1274

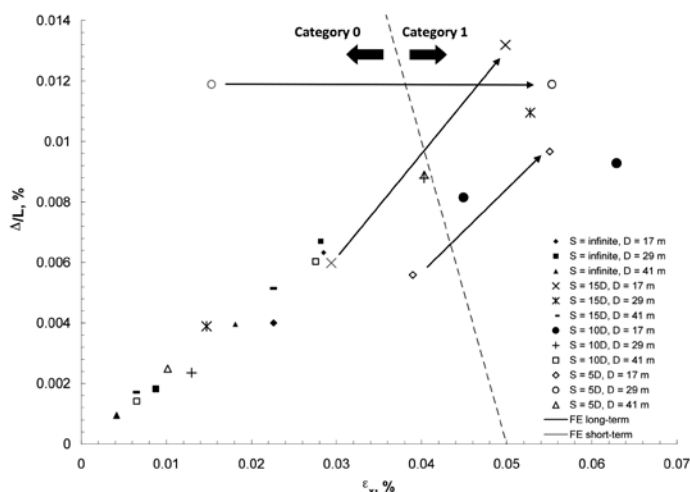


Figure 6: Short and long-term building damage assessment

- Jardine, R.J., Potts, D.M., Fourie, A.B. and Burland, J.B. (1986). Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction. *Géotechnique* **36**, No. 3, 377-396
- Mair, R.J. (2008). Tunnelling and geotechnics: New horizons. *Géotechnique* **58**, No 9, 695-736
- Mair, R.J. and Taylor, R.N. (1997). Bored tunnelling in the urban environment: State-of-the-art report and theme lecture. *Proceedings 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg* **4**, 2353-2385
- New, B.M. and O'Reilly, M.P. (1991). Tunnelling induced ground movements: predicting their magnitude and effect. *Proceedings 4th International Conference on Ground Movements and Structures, Cardiff*, 671-697
- Potts, D.M. and Zdravkovic, L. (1999). *Finite element analysis in geotechnical engineering: Theory*. London: Thomas Telford
- Potts, D.M. and Zdravkovic, L. (2001). *Finite element analysis in geotechnical engineering: Application*. London: Thomas Telford.
- Potts, D.M. and Addenbrooke, T.I. (1997). A structure's influence on tunnelling-induced ground movements. *ICE Proceedings Geotechnical Engineering* **125**, N°2, 109-125
- Vaughan, P.R. (1989). Non-linearity in seepage problems: theory and field observations. *De Mello Volume*, 501-516, Sao Paulo: Editora Edgard Blucher Ltda.



CONSTRUCTORA
LANCUYEN

LANCUYÉN ESTÁ PRIMERO.

Cuando su proyecto requiera una entibación, cuente con el soporte y servicio de Constructora Lancuyen.

Somos expertos en geotecnia con más de 15 años de experiencia desarrollando proyectos a lo largo del país.

Es por eso que en toda nueva obra, Lancuyen está primero.





Caracterización cíclica multidimensional de suelos no cohesivos

Characterization of multidimensional cycles of non cohesive soils

Fecha de entrega: 22 de noviembre 2014

Fecha de aceptación: 25 de mayo 2015

Mauro Poblete^{1,2}, Torsten Wichtmann², Andrzej Niemunis² y Theodoros Triantafyllidis²

¹ Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, Alonso de Ribera 2850, Concepción, Chile, mauro@ucsc.cl

² Institute of Soil Mechanics and Rock Mechanics, Karlsruhe Institute of Technology KIT, Engler-Bunte Ring 14, 76131, Karlsruhe, Germany, mauro.freire@student.kit.edu, Torsten.Wichtmann@kit.edu, Andrzej.Niemunis@kit.edu, Theodoros.Triantafyllidis@kit.edu

Las cargas con ciclos de deformación multidimensional pueden ser provocadas tanto por el tráfico, como por cargas de viento y oleaje (en el caso de turbinas eólicas mar afuera por ejemplo), o por terremotos. El presente artículo se enfoca en la acumulación de deformaciones permanentes producto de carga cíclica de muchos ciclos, esto se refiere a una gran cantidad de ciclos de amplitud de deformación pequeña a mediana. Se provee evidencia experimental de ciclos de deformación complejos. Se presentan resultados de ensayos triaxiales cíclicos drenados con oscilación simultánea de la tensión axial y lateral. Se ensayan ciclos de deformación mediante la superposición de funciones armónicas con diferentes frecuencias y amplitudes. Para comparar, en un segundo ensayo se aplican las mismas oscilaciones pero separadas una a continuación de la otra. También se varía la secuencia de aplicación de las oscilaciones.

Palabras clave: carga cíclica, ciclos de deformación multidimensional, acumulación de deformación

A cyclic loading with multidimensional strain loops in the soil may be caused by traffic loading, wind and wave loading (e.g. offshore wind turbines) or by earthquake shaking. The present paper focuses on the accumulation of permanent deformations due to high-cyclic loading. That means loading with many cycles of small to intermediate strain amplitude. Experimental evidence for complicated strain loops is provided. Drained axisymmetric triaxial tests with a simultaneous oscillation of the axial and the lateral stress are presented. Strain loops obtained by a superposition of several harmonic functions with different frequencies and amplitudes are tested. For comparison, in a second test, the same oscillations are applied separately in succession. The sequence of application of the oscillations will also be varied.

Keywords: cyclic loading, multidimensional strain loops, strain accumulation

Introducción

Las cargas cíclicas pueden producir deformaciones permanentes en los suelos. Existen casos en que las cargas cíclicas, a las que puede ser sometida la fundación de una estructura, son del tipo multidimensional. Es el caso de las turbinas eólicas en que la carga de viento y la carga de las olas no necesariamente actúan en una misma dirección y por ende se transmiten a la fundación como una carga multidimensional. Sucede algo similar en las edificaciones cercanas a líneas férreas en que las

vibraciones producidas por el paso de los trenes induce cargas cíclicas multidimensionales que pueden llegar a acumular grandes deformaciones en estructuras como estaciones de ferrocarril (Huber, 1988). Otro ejemplo de carga cíclica multidimensional son los sismos (Ishihara y Yamazaki, 1980). La Figura 1 muestra mediciones de aceleración multidimensional durante el terremoto de Niigata de 1964 y mediciones de ciclos de velocidad producidos por el tráfico.

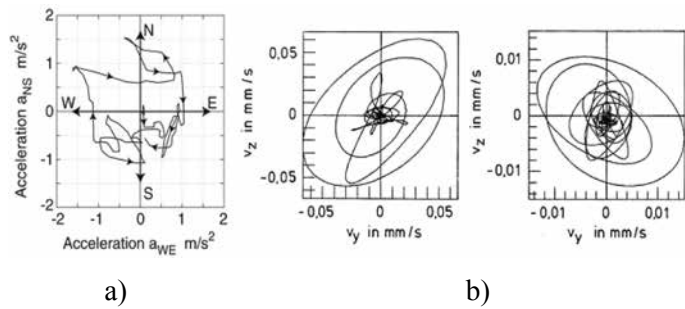


Figura 1: a) Aceleración multidimensional durante el terremoto de Niigata, 1964 (Ishihara y Yamazaki, 1980) y b) mediciones de ciclos de velocidad producidos por el tráfico (Huber, 1988)

Para estimar las deformaciones permanentes en los suelos, Niemunis *et al.* (2005), han desarrollado el modelo de acumulación de gran número de ciclos, HCA (*High-Cycle Accumulation model*). Este modelo permite predecir la acumulación de deformaciones sin tener la necesidad de trazar el recorrido de la deformación para cada ciclo individual, lo que permite ahorrar tiempo y procesos de cálculo cuando se aplica en modelos de elementos finitos. La acumulación de la deformación depende de la amplitud de deformación, del actual estado del suelo, de la precarga cíclica (número de ciclos en el pasado) entre otros factores (Wichtmann *et al.*, 2011).

A continuación se presenta un estudio de la amplitud para ciclos de deformación multidimensional convexos. Luego se plantea una posible interpretación para ciclos de deformación más complejos, lo que se estudia mediante ensayos triaxiales cíclicos drenados. Se presentan los resultados obtenidos para cargas cíclicas bidimensionales a las que son sometidas muestras de suelo no cohesivo en los que se varía simultánea y cíclicamente la carga lateral y vertical produciendo trayectorias de tensiones complejas.

La definición tensorial de amplitud para un ciclo de deformación multidimensional que está incorporado en el modelo HCA (Niemunis *et al.*, 2005), fue propuesto originalmente por Niemunis (2003). Esta definición es aplicable solamente a ciclos de deformación convexos. La Figura 2 ejemplifica las múltiples proyecciones que un ciclo de deformación pasando del caso tridimensional al caso unidimensional.

La tasa de acumulación de deformación es aproximadamente proporcional al cuadrado de la amplitud de deformación (Wichtmann, 2005). Esta dependencia ha sido implementada en el modelo HCA (Niemunis *et al.*, 2005) y ha sido comprobada experimentalmente para el

caso bidimensional (Wichtmann *et al.*, 2007). A diferencia de los ciclos de deformación convexos, los ciclos de deformación complejos como los mostrados en la Figura 1 y 3, aún no tienen una interpretación adecuada en modelos como el HCA.

Proyección de $\epsilon(t)$ de 3D a 2D

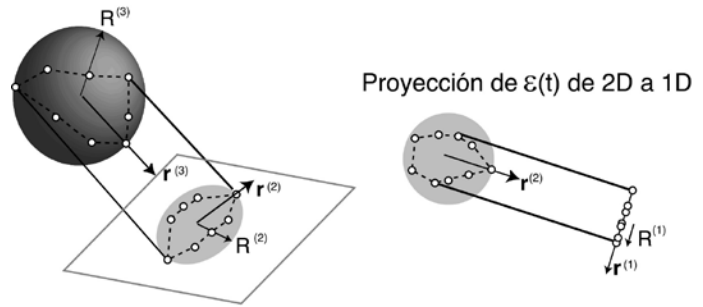


Figura 2: Proyecciones de un ciclo de deformación tridimensional al caso plano y del caso plano al caso unidimensional (Niemunis, 2005)

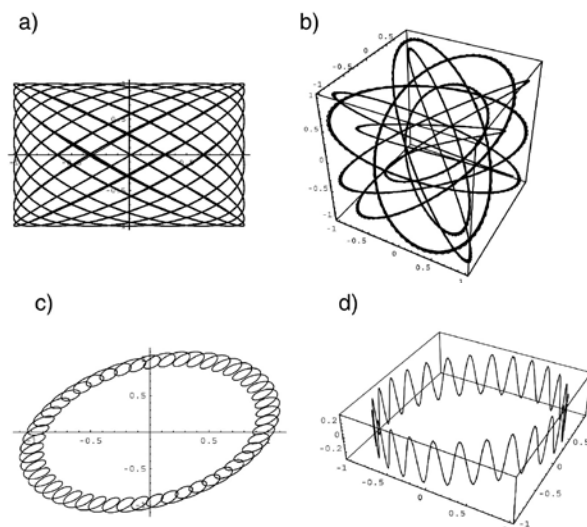


Figura 3: Ciclos de deformación complejos obtenidos mediante superposición de funciones sinusoidales: a), b) con variaciones pequeñas de la frecuencia y amplitudes y c), d), con grandes variaciones en sus frecuencias y amplitudes (Poblete y Wichtmann, 2008)

Una forma de enfrentar el problema de definir este tipo de ciclos multidimensionales complejos es el propuesto por Niemunis *et al.* (2007), que consiste en considerar la trayectoria de deformación como la superposición de oscilaciones armónicas individuales en las que se varían sus frecuencias. Para comprobar tal definición para el caso bidimensional se realizaron ensayos triaxiales cíclicos drenados con variación simultánea de las tensiones axial y lateral. Variando las tensiones inducidas mediante funciones armónicas con diferentes amplitudes se obtienen

ciclos de deformación multidimensionales complejos. La Figura 4 muestra los ciclos bidimensionales complejos aplicados a los ensayos triaxiales.

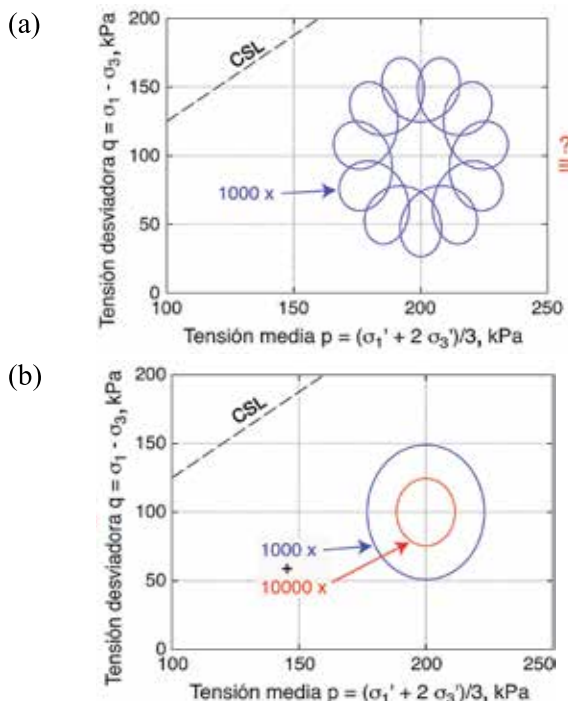


Figura 4: a) Ciclos de tensión bidimensionales y b) descomposición en oscilaciones con diferentes amplitudes

En la Figura 4a, 1000 ciclos de la trayectoria bidimensional compleja equivaldrían a la superposición de 1000 ciclos de la trayectoria elíptica (azul) de mayor amplitud y 10000 ciclos de la trayectoria elíptica de menor amplitud (rojo) en la Figura 4b.

La secuencia de aplicación de las oscilaciones se varió ya que se trabaja siempre con muestras de arena recién preparadas. Se demuestra experimentalmente que el orden en la aplicación de los ciclos de carga no influye en la deformación acumulada final.

Resultados de los ensayos

Se presentan una serie de ensayos realizados a muestras remodeladas de arena fina. Se prefiere el uso de una arena fina debido a que con esto se minimiza el efecto de penetración de la membrana (Wichtmann *et al.*, 2013). La forma de los granos es subangular y los índices de vacíos máximo y mínimo son $e_{max} = 1.054$ y $e_{min} = 0.677$ respectivamente. La gravedad específica de esta arena alcanza un valor de $G_s = 2.65$. Se preparan las muestras

mediante el método de lluvia de arena con densidades relativas iniciales de aproximadamente $DR = 50\%$. Las muestras cilíndricas de diámetro $d = 10$ cm y altura $h = 20$ cm se saturan con CO_2 y con agua desaireada. Para todos los ensayos se utiliza una contrapresión de 500 kPa. La frecuencia y el número de ciclos de cada ensayo varía entre los 0.2 y 0.5 Hz y entre los 1000 y 10000 ciclos. La Figura 5a muestra la curva granulométrica de la arena utilizada.

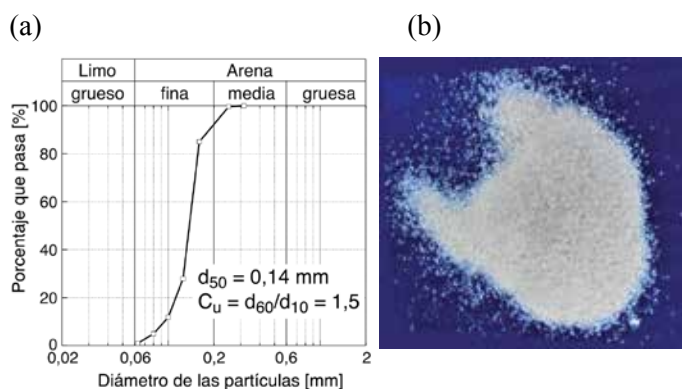


Figura 5: a) Distribución granulométrica y b) fotografía de la arena utilizada

La Figura 6 muestra un esquema del equipo triaxial cíclico de carga controlada, mediante el cual se pueden aplicar ciclos de carga definidos por el usuario. Se aplican ciclos de carga sinusoidales tanto verticales como horizontales. Esta combinación de cargas simultáneas permite obtener trayectorias complejas de tensión como las que se observan en las Figuras 4, 7 y 8.

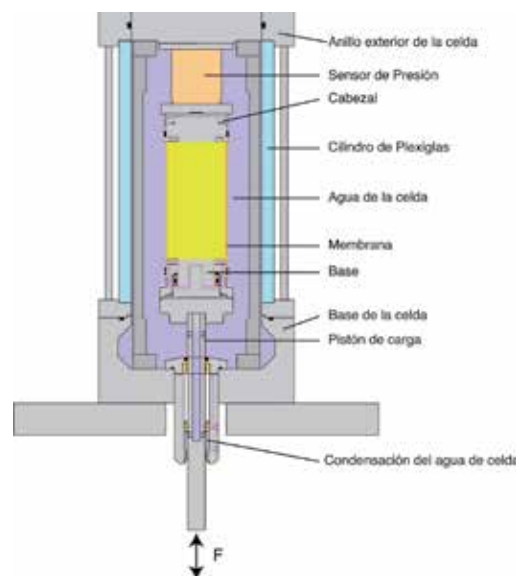


Figura 6: Esquema del equipo triaxial cíclico de carga vertical y horizontal controlada por el usuario.

La Figura 7 presenta las trayectorias de tensiones de los ensayos realizados en el plano isomorfo P - Q , donde $P = \sqrt{3}p$ y $Q = \sqrt{2/3}q$ son variables isomorfas (Niemunis, 2003). El uso de estas variables es ventajoso ya que al pasar de un sistema coordinado de tensiones principales al plano P - Q , la longitud y los ángulos de las trayectorias de tensiones se mantienen. La Figura 7a muestra una trayectoria compleja en forma de flor, la cual se repite 1000 veces. Un ciclo de carga complejo consiste en recorrer la trayectoria indicada en forma completa. La Figura 7b muestra la descomposición como la suma de 1000 ciclos de mayor amplitud (en rojo), y 10000 ciclos de menor amplitud (en azul). El ensayo representado por la Figura 7b se repite invirtiendo el orden de aplicación de la carga. A modo de comparación se dibuja también en la Figura 7b la trayectoria compleja en color gris.

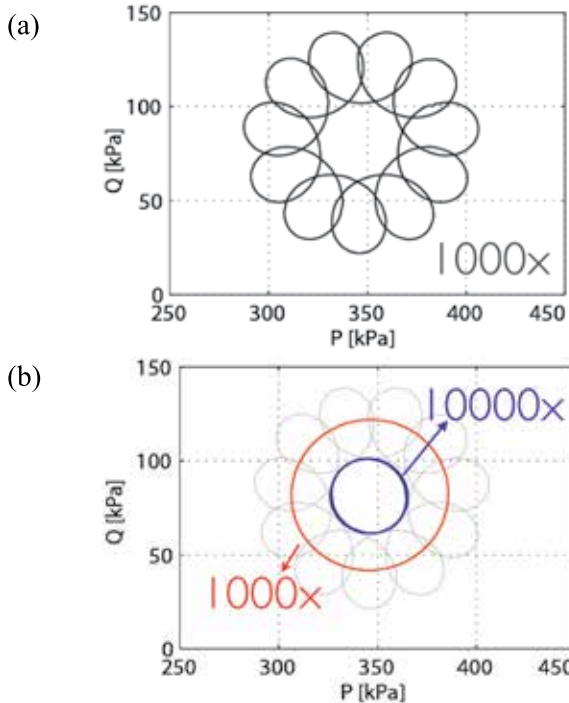


Figura 7: Trayectorias de tensiones de los ensayos realizados en el espacio isomorfo P - Q (donde $P = \sqrt{3}p$ y $Q = \sqrt{2/3}q$, a) trayectoria compleja en forma de flor y b) descomposición de las trayectorias con diferentes frecuencias

La variación cíclica de la tensión vertical y radial para la trayectoria compleja se muestra en la Figura 8 donde las ecuaciones (1) y (2) representan dicha variación. Estas tensiones se aplican simultáneamente variando cíclicamente las tensiones totales vertical σ_z y radial σ_r . Las expresiones (1) y (2) muestran el tipo de ecuación utilizada para definir estas trayectorias complejas de tensión, donde t es el tiempo.

$$P(t) = 200\sqrt{3} + 40\cos\left(\frac{\pi t}{100}\right) + 20\text{sen}\left(\frac{\pi t}{10}\right) \quad (1)$$

$$Q(t) = 100\sqrt{2/3} + 20\cos\left(\frac{\pi t}{10}\right) + 40\text{sen}\left(\frac{\pi t}{100}\right) \quad (2)$$

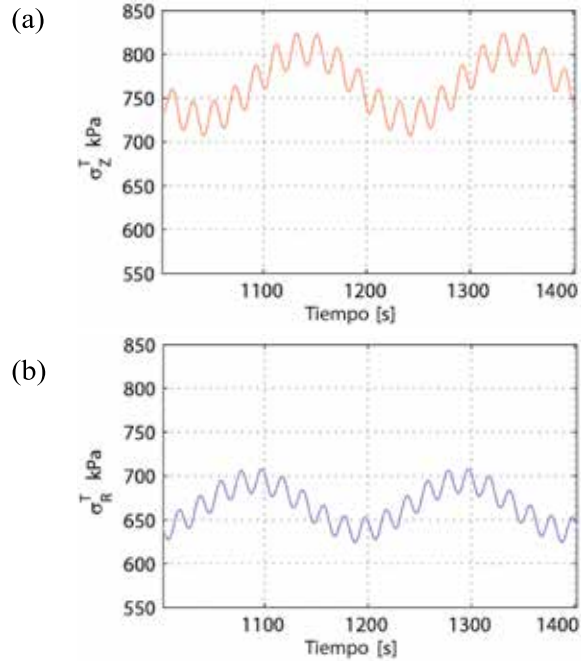


Figura 8: Tensiones totales a) axial y b) radial aplicadas simultáneamente en el ensayo triaxial cíclico de carga controlada para trayectoria compleja

Para cada ciclo de carga se registra la deformación cíclica obtenida midiendo la deformación acumulada al final de cada ciclo como se muestra en la Figura 9. Las deformaciones acumuladas vertical ϵ_1 , volumétrica ϵ_v , desviadora ϵ_q , total ϵ_T , y horizontal ϵ_3 , se presentan en la Figura 10 en función del número de ciclos N tanto en escala lineal como logarítmica.

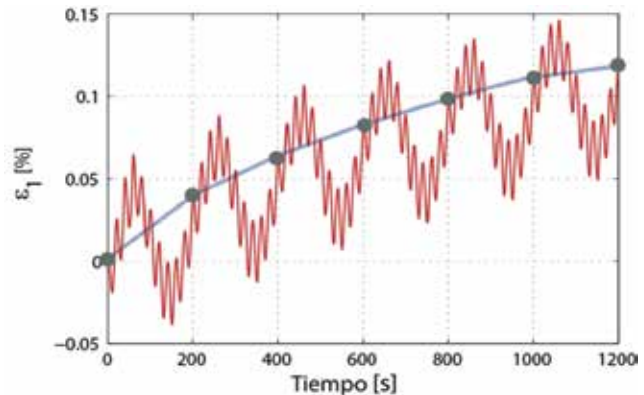


Figura 9: Registro de la deformación acumulada al final de cada ciclo. La línea roja muestra la deformación actual y los puntos la deformación acumulada.

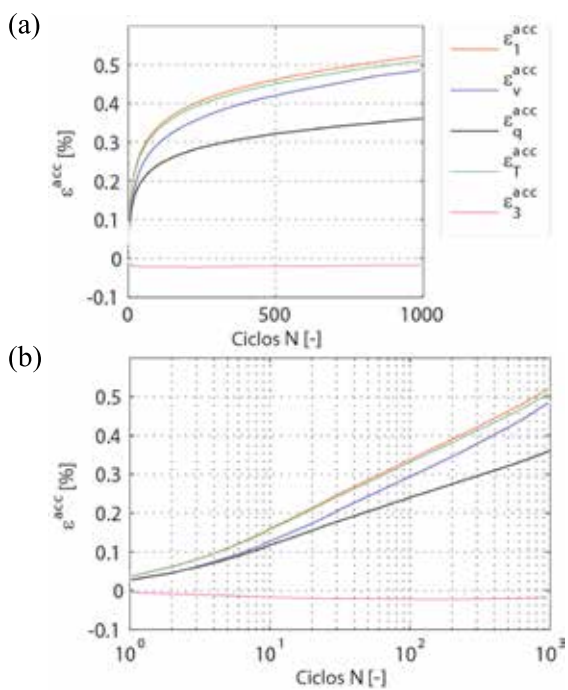
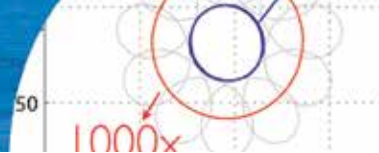


Figura 10: a) Deformación acumulada como función del número de ciclos para una densidad relativa DR = 50% y b) en escala logarítmica

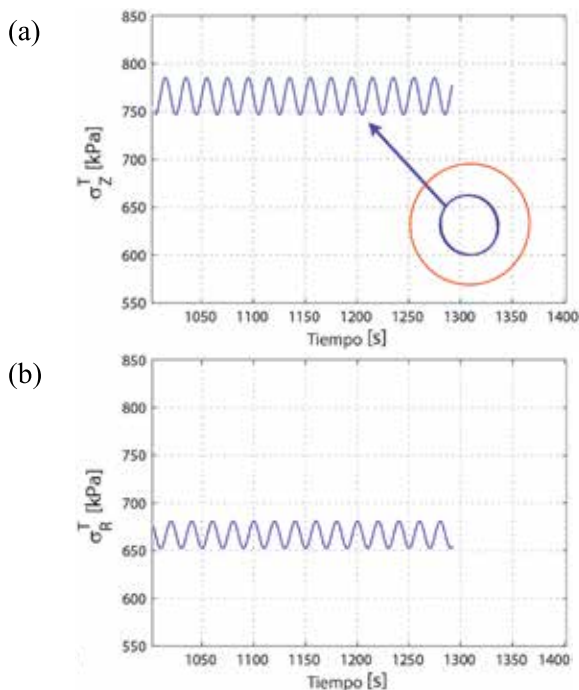


Figura 11: Tensiones totales a) axial y b) radial aplicadas simultáneamente en el ensayo triaxial cíclico de carga controlada para trayectoria simple circular de menor amplitud

La descomposición de la trayectoria de tensiones compleja se realiza en dos fases con trayectorias simples circulares (en el espacio isomorfo). En primer lugar se somete la muestra a 10000 ciclos de menor amplitud (Figura 11), para luego y en la misma probeta aplicar 1000 ciclos de

mayor amplitud (Figura 12). Las funciones de cada una de las fases corresponden a la separación de las ecuaciones (1) y (2).

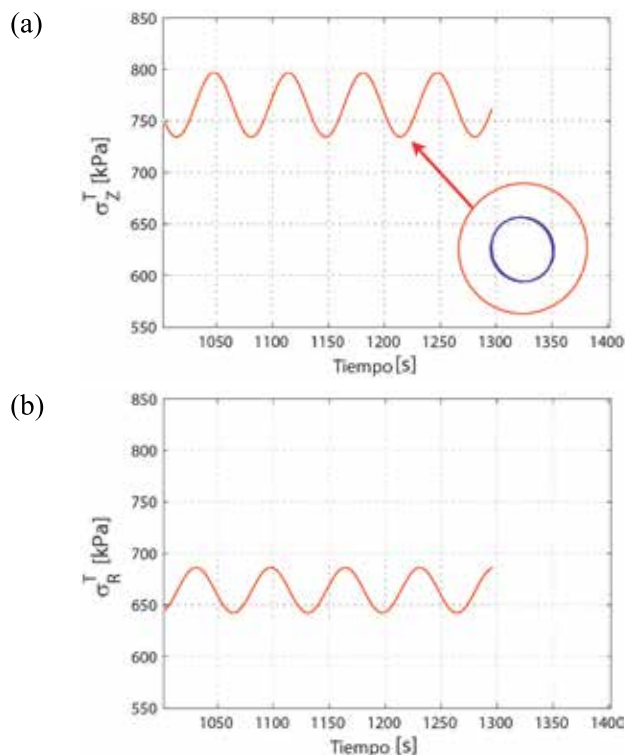


Figura 12: Tensiones totales a) axial y b) radial aplicadas simultáneamente en el ensayo triaxial cíclico de carga controlada para trayectoria simple circular de mayor amplitud.

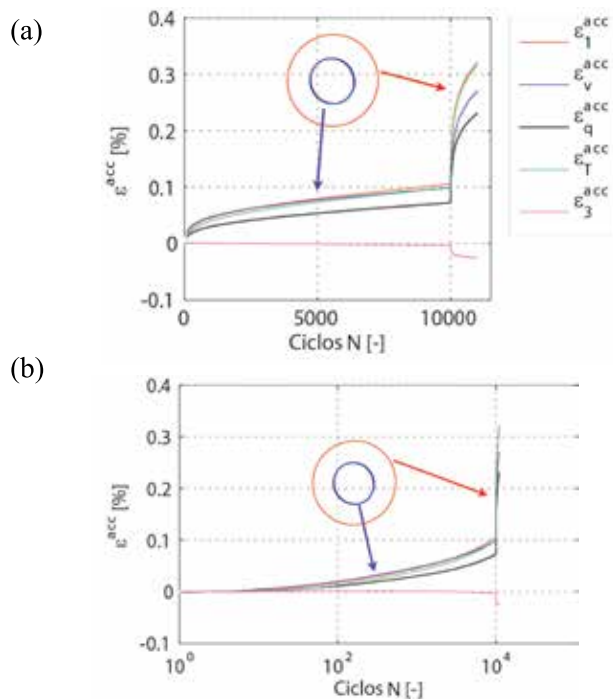


Figura 13: a) Deformación acumulada como función del número de ciclos y b) escala logarítmica

Al igual que para la trayectoria compleja, se registra la deformación cíclica obtenida midiendo la deformación acumulada al final de cada ciclo. Las deformaciones acumuladas se presentan en la Figura 13 tanto en escala lineal como logarítmica. El salto en la deformación acumulada que se produce a los 10000 ciclos se debe al cambio de la amplitud de tensión inducida.

La Figura 14 muestra el resumen de los casos ensayados. Se puede observar que de la trayectoria compleja en forma de flor se obtiene una acumulación de deformación mayor que la de descomposición en trayectorias simples. También se puede observar que la acumulación de deformación es independiente del orden de aplicación de las oscilaciones, pudiéndose aplicar la regla de Miner (1945), para ciclos de deformación circulares. La diferencia en la acumulación puede deberse a la diferencia que existe en la ubicación de la trayectoria de menor amplitud ya que para el caso descompuesto los 10000 ciclos se aplican en el mismo lugar a diferencia del caso complejo en el cual la trayectoria recorre diferentes zonas del diagrama $P-Q$.

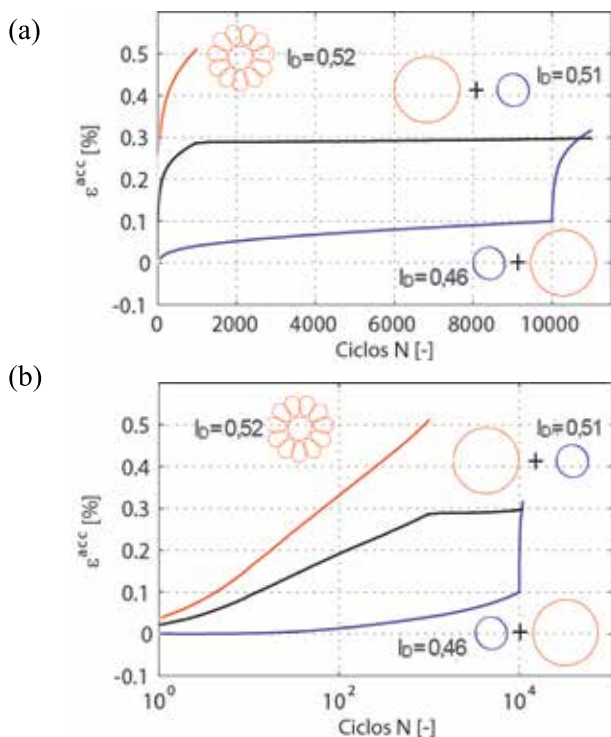


Figura 14: Comparación de la deformación acumulada para la trayectoria compleja y su descomposición

Conclusiones

Se presenta evidencia experimental que ratifica la importancia de la forma de los ciclos de deformación en el porcentaje de acumulación de deformaciones para el caso de carga cíclica drenada. Se utiliza experimentalmente un nuevo método para determinar la acumulación de deformación que consiste en la descomposición de las trayectorias complejas en una serie de oscilaciones armónicas de diferente frecuencia. Sin embargo, se determina que la acumulación de deformación obtenida con la descomposición es menor que la obtenida al separar las oscilaciones. Para poder ratificar o descartar el método de descomposición se requiere la realización de una mayor cantidad de ensayos variando la forma, posición y dimensión de los ciclos aplicados.

Agradecimientos

El primer autor agradece los aportes del DAAD y CONICYT en el marco del programa de postgrado Chile-Alemania 2006-2010 (beca de doctorado número: 07-DOCDAAAD-12). También el primer autor agradece el apoyo brindado en la realización de los ensayos de laboratorio en el Instituto de Mecánica de Suelos y Mecánica de Rocas IBF del Instituto de Tecnología de Karlsruhe KIT en Alemania.

Referencias

- Huber, G. (1988). *Erschütterungsausbreitung beim Rad/Schiene-System*. PhD thesis, Institute of Soil Mechanics and Rock Mechanics, University of Karlsruhe, Germany, Issue No. 115 (en alemán)
- Ishihara, K. and Yamazaki, F. (1980). Cyclic simple shear tests on saturated sand in multi-directional loading. *Soils and Foundations* 20, No. 1, 45–59
- Miner, M. (1945). Cumulative damage in fatigue. *Journal of Applied Mechanics* 12(3), 159-164
- Niemunis, A. (2003). Extended hypoplastic models for soils. Habilitation, Ruhr-University Bochum, Germany, Issue No. 34, disponible en www.pg.gda.pl/~aniem/an-liter.html.
- Niemunis, A., Wichtmann, T. and Triantafyllidis, Th. (2005). A high-cycle accumulation model for sand. *Computers and Geotechnics* 32, No. 4, 245–263

- Niemunis, A., Wichtmann, T. and Triantafyllidis, Th. (2007). On the definition of the fatigue loading for sand. *International Workshop on Constitutive Modelling - Development, Implementation, Evaluation, and Application*, 12-13 January 2007, Hong Kong.
- Poblete, M. and Wichtmann, T. (2008). Accumulation of residual deformations due to cyclic loading with complicated strain loops. *Obras y Proyectos* **4**, 44-52
- Wichtmann, T., Niemunis, A. and Triantafyllidis, Th. (2007). On the influence of the polarization and the shape of the strain loop on strain accumulation in sand under high-cyclic loading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **27**, No. 1, 14–28
- Wichtmann, T. (2005). *Explicit accumulation model for non-cohesive soils under cyclic loading*. Ruhr-University Bochum, Germany, Issue No. 38
- Wichtmann, T., Niemunis, A. and Triantafyllidis, Th. (2011). Prediction of drained and undrained cyclic behaviour of a fine sand using a high-cycle accumulation model. *5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Santiago, Chile
- Wichtmann, T., Niemunis, A. and Triantafyllidis, Th. (2013). On the “elastic stiffness” in a high-cycle accumulation model – continued investigations. *Canadian Geotechnical Journal* **50**(12), 1260-1272

SEGURIDAD

SOLUCIONES FLEXIBLES, EFICIENTES Y SEGURAS
MONITOREO GEOTÉCNICO INCLINÓMETROS Y CELDAS DE CARGA



**EDIFICIO CERRO EL PLOMO
ALONSO DE CÓRDOVA**
86 Pilotes y 2.700ml de Anclajes.
22 m de Altura en Entibación.



Aplicación de un modelo hidromecánico de erosión interna asociado al esfuerzo en la fracción fina del suelo

Application of a hydromechanical model for internal erosion associated with the stress in the soil finer fraction

Fecha de entrega: 10 de enero 2015
Fecha de aceptación: 20 de mayo 2015

Ricardo Moffat

Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Blanco Encalada 2002, Santiago, Chile, rmoffatc@ing.uchile.cl

Se presenta un modelo teórico para determinar la frontera hidromecánica de un suelo internamente inestable sujeto a un flujo de agua vertical. El modelo se basa en ecuaciones de conservación de momentum y balance de masa, y considera que una muestra de suelo se divide en tres componentes: agua, fracción más fina y fracción más gruesa. Los parámetros del modelo son: esfuerzos efectivos, índice de poros, ángulo de fricción entre las fracciones gruesas y finas, y la proporción del esfuerzo efectivo que se transmite a la fracción más fina G^ . Comparamos la predicción de este modelo con resultados de ensayos de filtración en un permeámetro de grandes dimensiones, y demostramos que el modelo es capaz de representar adecuadamente lo observado en laboratorio. Adicionalmente se muestra que el valor de G^* depende directamente del valor D_{15}/d_{85} del suelo estudiado. El modelo constituye una herramienta que se puede utilizar para deducir el valor del gradiente hidráulico crítico que gatilla la erosión interna en suelos no cohesivos susceptibles a este fenómeno.*

Palabras clave: erosión interna, gradiente hidráulico crítico, medio granular, transmisión de fuerza

A theoretical model to determine the hydromechanical boundary of an internally unstable soil subject to vertical seepage. The model is based on momentum balance equations, which consider that the system is divided into three components: water, finer soil fraction, and coarser soil fraction. The parameters of the model are: the effective stress, the porosity of the soil, the friction angle between the coarse and fine fractions, and the proportion of the effective stress that is transmitted to the finer fraction G^ . Using laboratory data collected on a large permeameter, we demonstrate that the model is able to properly describe the observed behaviour. Furthermore, we show that the value of G^* is related to the value of D_{15}/d_{85} and that it has the same trend as found experimentally. The proposed model is a promising method to deduce an approximate value of critical hydraulic gradient that triggers internal erosion in a cohesionless soil of known particle size distribution curve.*

Keywords: internal erosion, critical hydraulic gradient, granular media, force transmission

Introducción

Fuerzas de filtración actúan en las partículas de suelo cada vez que un gradiente hidráulico genera flujo de agua. Estas fuerzas pueden afectar por erosión interna a suelos internamente inestables, ya que pueden producir el movimiento de la fracción más fina del suelo a través del esqueleto grueso del mismo suelo. En este artículo se considera que la erosión interna ocurre cuando la migración de partículas produce una reducción en el volumen total y el potencial consiguiente para el colapso

de la matriz del suelo como se explica en Moffat *et al.* (2011). La inestabilidad interna se rige por: i) una restricción geométrica y ii) un umbral hidromecánico. Por lo tanto, un suelo que se considera potencialmente inestable como consecuencia de su curva granulométrica (restricción geométrica) exhibirá migración de partículas cuando las fuerzas inducidas por infiltración exceden un umbral crítico o límite hidromecánico, como se ha observado en experimentos de laboratorio (Skempton y Brogan, 1994; Moffat y Fannin, 2011; Chang y Zhang,

2011) y simulaciones numéricas (Sari *et al.*, 2011; Han y Cundall, 2013; Galindo-Torres *et al.*, 2015).

El potencial de inestabilidad interna (restricción geométrica) se evalúa generalmente mediante métodos empíricos como el propuesto por Kezdi (1979) y Kenney y Lau (1985, 1986). En este trabajo se analiza de acuerdo al criterio de Kezdi, denominado como criterio de relación de filtro, en el cual requiere satisfacer la relación de $D_{15}'/d_{85}' \leq 4$, que postuló Kezdi (1979) e independientemente De Mello (1975). Se trata de la división de la gradación en puntos arbitrarios a lo largo de la curva, para producir D_{15}' de la fracción gruesa y d_{85}' de la fracción fina. La premisa de este método es que existe un potencial para la inestabilidad siempre que $(D_{15}'/d_{85}')_{\max}$ exceda 4, de acuerdo con el criterio empírico para la retención del suelo de base por un filtro granular propuesto por Terzaghi (1939).

Es posible establecer el inicio de la inestabilidad como el gradiente hidráulico crítico i_c , cuando la migración de partículas comienza de acuerdo con los criterios explicados anteriormente. Por ejemplo, podemos utilizar los datos de ensayos de laboratorio para un suelo para estimar pares de valores de tensión media σ' y gradiente crítico local i_c en el inicio de la inestabilidad interna. Estos valores generan una envolvente hidromecánica establecida experimentalmente por Moffat y Fannin (2011), que separa pares de valores (i, σ') en estable e inestable. En ese trabajo se muestran los límites hidromecánicos promedio (además de los valores mínimo y máximo) obtenidos experimentalmente para 4 suelos diferentes (T-0, T-5, C-20 y C-30). Para valores de (i, σ') por encima del límite hidromecánico se espera que el suelo presente erosión interna (inestable).

El objetivo principal de este estudio es proponer un modelo teórico simple para estimar el gradiente hidráulico crítico que gatilla el inicio de la inestabilidad interna en suelos no cohesivos. El modelo propuesto considera que solo una fracción del esfuerzo efectivo en la masa del suelo se transmite a la fracción más fina. De aquí en adelante, los granos con potencial para moverse a través de la estructura de poros de un suelo, se denominan fracción más fina del suelo que no corresponde necesariamente al material que pasa la malla #200. La relación de tensiones entre fracción más fina y el esfuerzo efectivo aplicado a todo

el suelo queda representado por el coeficiente G^* . Se ha observado que este valor es inversamente proporcional al valor de D_{15}'/d_{85}' , según los datos de las pruebas de laboratorio publicados anteriormente (Moffat *et al.*, 2011; Moffat y Fannin, 2011). El modelo propuesto debe ayudar a interpretar los datos de laboratorio y para estimar la posibilidad de erosión interna considerando los gradientes hidráulicos y esfuerzo efectivo del suelo en un proyecto de ingeniería.

Formulación del modelo

Se presenta un modelo basado en la teoría de medios porosos, para apoyar los conceptos sobre límites hidromecánicos de inestabilidad interna, y poder conciliar la aparente desconexión entre el ranking geométrico de inestabilidad interna y el ranking hidromecánico según lo descrito por Moffat y Fannin (2011). Muy pocos estudios han propuesto modelos físicos para determinar el inicio de la erosión interna en suelos (por ejemplo Indraratna y Radampola, 2002; Shire y O'Sullivan, 2013). Proponemos un nuevo modelo que considere el equilibrio de un sistema de tres componentes: agua, esqueleto del suelo, y la fracción más fina (teoría de mezclas). Las principales características de este modelo son: i) la capacidad de incluir análisis geométrico basado en la forma de la curva granulométrica, ii) la capacidad de incluir el valor de la tensión efectiva vertical y la variación de la tensión efectiva vertical en la zona de falla, iii) puede ser utilizado para modelar flujo ascendente o descendente, teniendo en cuenta el efecto de la fuerza de gravedad, iv) incluye los parámetros de resistencia del suelo como el ángulo de fricción, y v) la simplicidad. El modelo puede distinguir la tendencia general de los límites hidromecánicos para diferentes materiales y puede ser fácilmente incorporado a un código numérico. Este modelo sólo es aplicable cuando el suelo clasifica como potencialmente inestable según Kezdi (1979) o Kenney y Lau (1985) y cuando la fracción más fina está debajo del 35% en peso.

Como se muestra en la Figura 1, las principales hipótesis de este modelo son:

- 1) las fuerzas de inercia se desprecian, 2) las fuerzas de filtración actúan principalmente en las partículas de fracción más fina y 3) la tensión efectiva en la fracción más fina, es una fracción de la tensión efectiva total en la muestra.

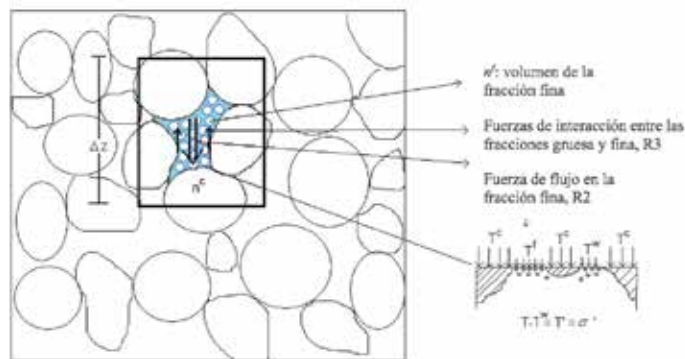


Figura 1: Volumen de control representativo usado para derivar el modelo

Aunque, no hay mucha evidencia experimental sobre la segunda suposición, se ha observado en simulaciones numéricas que los gradientes de presión son mucho más altos alrededor de las partículas de suelo más finas debido a la constricción del espacio de los poros y el consiguiente cambio en la permeabilidad (Sari *et al.*, 2011; Galindo-Torres *et al.*, 2015). Galindo-Torres *et al.* modelaron partículas sólidas de dos tamaños diferentes observando que el gradiente hidráulico a lo largo del espacio ocupado por las partículas pequeñas es mayor y que la fuerza aumenta en estas partículas debido a la transferencia de momento desde el fluido a la fase sólida. Moffat *et al.* (2011) y Moffat y Fannin (2011) mostraron que variados parámetros influyen en la aparición de la inestabilidad interna. Por lo tanto, es extremadamente difícil la formulación de un modelo físico que se base en principios fundamentales y que refleje las mismas características observadas durante ensayos. Para la formulación de nuestro modelo, empezamos por considerar una unidad de volumen de suelo representativo que comprende tres componentes que pueden moverse de forma independiente, pero que influyen entre sí a través de fuerzas de interacción, como se muestra en la Figura 1 (Hassanizadeh y Gray, 1979). Entonces, la tensión total (en la dirección z) sobre el volumen de suelo es la suma de tres componentes:

$$T = nT^w + n^cT^c + n^fT^f \quad (1)$$

donde T^w es la fracción de la tensión total que se transmite por el agua (presión de poros), T^c y T^f son la tensión parcial en las fracciones más gruesa y fina respectivamente. Los efectos volumétricos se consideran mediante el uso

de valores de n^i que representan la fracción de volumen de cada componente. En consecuencia, las fracciones de volumen de estos componentes son: $n^w = n$: fracción de fluido (agua), o porosidad, n^c : fracción del volumen de la parte gruesa ($= 1 - n - n^f$), n^f : proporción del volumen de la fracción más fina, donde $n^f = (e/S_f) \cdot 100$ (Thevanayagam, 1998), donde e es el índice de poros y S_f es la proporción en peso de fracción más fina en %.

El balance de momento puede ser utilizado para describir el límite de equilibrio de las tres fracciones. El balance de momento vertical de cada componente en la dirección vertical está dado por:

$$\frac{\partial T^w}{\partial z} + \rho^w g = R1 - R2 + \rho^w \frac{\partial V_w}{\partial t}; \text{ agua} \quad (2)$$

$$\frac{\partial T^c}{\partial z} + \rho^c g = R3 - R1 + \rho^c \frac{\partial V_c}{\partial t}; \text{ fracción gruesa} \quad (3)$$

$$\frac{\partial T^f}{\partial z} + \rho^f g = -R3 + R2 + \rho^f \frac{\partial V_f}{\partial t}; \text{ fracción fina} \quad (4)$$

donde T^i es el esfuerzo en la componente “ i ” [$ML/T^2/L^2$], ρ^i es el peso unitario en la componente “ i ” ($\rho^c = \rho^f = 2.7 \text{ Mg/m}^3$; $\rho^w = 1.0 \text{ Mg/m}^3$), g es la aceleración de gravedad [L/T^2], V_i es la velocidad de la componente “ i ” [L/T], $R1$ es la fuerza de interacción entre el agua y fracción gruesa [$ML/T^2/L^3$], $R2$ es la fuerza de interacción entre el agua y fracción fina [$ML/T^2/L^3$] y $R3$ es la fuerza de interacción entre la fracción fina y gruesa [$ML/T^2/L^3$].

En el caso de todos los ensayos analizados más adelante, se aplica lentamente al suelo el aumento de gradiente hidráulico promedio, por lo tanto, la tasa de cambio en la velocidad de filtración puede ser considerado muy bajo o insignificante ($\partial V_w / \partial t = 0$). Además, se puede simplificar aún más el modelo suponiendo que las fracciones más gruesas y más finas no se mueven antes de la aparición de inestabilidad. Por lo tanto, las fuerzas de inercia se descuidan en este modelo y el último término en el lado derecho de las expresiones (2) a (4) es igual a cero.

Consideremos ahora las fuerzas de interacción $R1$, $R2$, y $R3$ entre los tres componentes. $R1$ y $R2$ son función de la fuerza de la filtración por unidad de volumen, que puede ser aproximada por $i\gamma_w$ (Terzaghi, 1939), donde i es el gradiente hidráulico local en la capa de suelo que se está

analizando. Además, se supone que debido a la diferencia en el tamaño de los granos finos y gruesos, la pérdida de carga se produce predominantemente en la fracción más fina del suelo, esto ha sido deducido anteriormente por Skempton y Brogan (1994). Por lo tanto, podemos hacer una simplificación adicional y asumir que las fuerzas de filtración actúan exclusivamente en la fracción más fina, y por lo tanto $R1 = 0$ y $R2 = i\gamma_w$. Por otra parte, $R3$ corresponde a la fuerza de interacción por unidad de volumen entre la fracción más fina y la fracción más gruesa de la tierra, se calcula directamente a partir de la teoría de Coulomb. Por lo tanto, después de cambiar los términos de (4) se obtiene la siguiente expresión para calcular $R3$:

$$R3 = \frac{G^* \sigma'_{vm} \tan \phi_\mu}{n^f \Delta z} \quad (5)$$

donde Δz es un largo unitario, G^* es un factor de reducción de esfuerzos en la fracción fina (explicada más adelante) y ϕ_μ es el ángulo de fricción verdadera entre la fracción fina y la gruesa.

Además, consideramos que la fracción fina transmite sólo una parte de la presión total efectiva σ'_{vm} aplicada sobre la muestra internamente inestables. La misma hipótesis ha sido previamente planteada por Skempton y Brogan (1994), quienes postularon que 'en las mezclas arena-grava la mayor parte de la carga se transfiere a las partículas de grava, dejando la mayor parte de la arena bajo relativamente pequeñas presiones'. Ellos plantearon la hipótesis que la relación entre la tensión efectiva en la porción más fina y la tensión efectiva queda dada por un factor de reducción del esfuerzo α , que depende de la curva granulométrica. Esta hipótesis también se ha verificado a través de simulaciones numéricas (por ejemplo Voivret *et al.*, 2009). En lo que sigue se supone que:

$$T^f = G^* \sigma'_{vm} \quad (6)$$

donde G^* es un factor de base geométrica que determina la proporción de la tensión transferida a las partículas de la fracción fina (como lo hace el valor de α introducidas por Skempton y Brogan). La notación para la tensión vertical efectiva σ'_{vm} se ha utilizado para referirse a la labor previa de Skempton y Brogan y también de Moffat y Fannin (2011). Luego, de las ecuaciones (2) a (6) el gradiente hidráulico crítico puede ser estimado como:

para flujo descendente

$$i_{cr} = \frac{G^*}{\gamma_w \Delta z} (\sigma'_v \tan \phi_\mu + \Delta \sigma'_v) - \frac{n^f \rho_f g}{\gamma_w} \quad (7)$$

o para flujo ascendente

$$i_{cr} = \frac{G^*}{\gamma_w \Delta z} (\sigma'_v \tan \phi_\mu + \Delta \sigma'_v) + \frac{n^f \rho_f g}{\gamma_w} \quad (8)$$

Aplicación del modelo propuesto a datos experimentales

Moffat y Fannin (2011) analizaron los datos de las pruebas realizadas con un permeámetro y con cuatro gradaciones diferentes de suelo y valores de D_{15}'/d_{85}' . La Tabla 1 resume las propiedades de estos suelos y la Tabla 2 contiene los valores de i_{cr} y σ' en el inicio de la condición de falla observada en esos experimentos.

Tabla 1: Información para el análisis de estabilidad potencial de los suelos estudiados

Suelo	Contenido de finos, % < 74 μm	$(D_{15}'/d_{85}')_{\text{max}}$	$(H/F)_{\text{min}}^1$ F < 0.2
T-0	0	13.7 @ 30%	0.95
T-5	5	14.3 @ 30%	0.90
C-20	20	7.7 @ 5%	0.67
C-30	30	10 @ 5.6%	0.67

¹ Kenney y Lau (1986)

Además, el verdadero ángulo de fricción entre ambas fracciones se estima como $\phi_\mu = 35^\circ$ para todos los materiales ensayados. Si bien es difícil obtener una evaluación fiable de ϕ_μ (Mitchell, 1993), el valor supuesto de 35° es razonable para minerales de cuarzo y feldespato. Sustituimos el gradiente hidráulico crítico i_{cr} junto con otros parámetros medidos en los experimentos realizados por Moffat y Fannin (2011) en (7) y (8) según corresponda el tipo de flujo (ver datos en Tabla 2). Este procedimiento produce un valor de G^* que se asume único para cada suelo e independiente del nivel de tensión, de la misma manera como Skempton y Brogan (1994) suponen que el valor de α es único para cada suelo.

En la Figura 2 se muestra una comparación entre los valores calculados de i_{cr} y σ' en el inicio de la falla y los valores medidos en el laboratorio. Con un valor constante de G^* para cada suelo el modelo produce diferentes límites



hidromecánicos para materiales del núcleo y de transición, lo cual es consistente con los resultados obtenidos experimentalmente.

Tabla 2: Datos experimentales usados para validar el modelo propuesto ($\phi_\mu = 35^\circ$)

Ensayo	G^*	n^f	$\Delta\sigma_{vm}'$, kPa	Δz , m	σ_{vm}' , kPa	i_{cr} lab.	i_{cr} modelo
T-0-25-D	0.145	0.269	2.5	0.125	38.1	7.0	7.9
T-0-100-D	0.145	0.279	12.6	0.125	62.1	12.2	9.1
T-0175-D	0.145	0.279	31.6	0.125	182.6	25.4	30.6
T-5-25-D	0.140	0.290	Sin falla				
T-5-175-U	0.140	0.290	64.5	0.125	101.1	58.4	49.2
T-5-50-D	0.140	0.287	-4.9	0.125	57.7	18.2	14.5
T-5-50-D(R)	0.140	0.289	-45.9	0.125	105.6	57.0	41.5
T-5-25-U	0.140	0.284	4.1	0.05	22.87	13.3	18.1
T-5-30-U	0.140	0.285	17.3	0.125	41.16	23.0	17.3
C-20-50-U	0.200	0.153	24.4	0.125	24.6	35.2	41.5
C-20-85-U	0.200	0.151	10.7	0.125	21.3	25.4	25.3
C-30-25-U	0.170	0.180	11.7	0.125	15.9	14.7	16.7
C-30-50-U	0.170	0.181	16.0	0.125	20.9	15.8	22.0
C-30-80-U	0.170	0.191	37.2	0.125	41.4	39.2	44.9
C-30-100-U	0.170	0.187	8.7	0.125	19.3	18.2	15.2
C-30-100-U	0.170	0.187	34.6	0.125	40.9	39.3	43.6

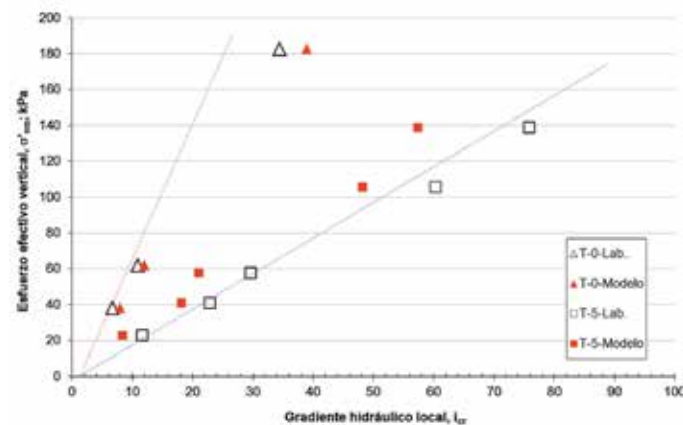


Figura 2: Comparación de los valores observados y estimados de i_{cr}

La Figura 3 muestra que los valores estimados basados en el factor geométrico G^* , se hacen más grandes cuando el correspondiente valor de D_{15}'/d_{85}' se hace más pequeño, lo que resulta en mayores valores de i_{cr} . La principal diferencia se produce al comparar los materiales de núcleo con materiales de transición. En contraste, la relación D_{15}'/d_{85}' de los materiales T-0 y T-5, son muy similares (Moffat y Fannin, 2011) y, por lo tanto, el valor de G^* no varía

significativamente. Además, los valores de n^f son muy similares para los dos materiales de transición (ver Tabla 2). En consecuencia, la diferencia en la pendiente de la frontera hidromecánica no se puede explicar solo a través de consideraciones geométricas y la variación en la tensión efectiva debe ser considerada $\Delta\sigma_{vm}'$. Además, los valores de α obtenidos por Skempton y Brogan (1994) también se representan en la Figura 3. Es posible ver que los valores de α obtenidos de forma independiente en suelos no cohesivos e inestables internamente siguen una tendencia similar de los valores de G^* que se deducen de nuestro modelo. Interpretamos esta similitud como una validación del modelo propuesto.

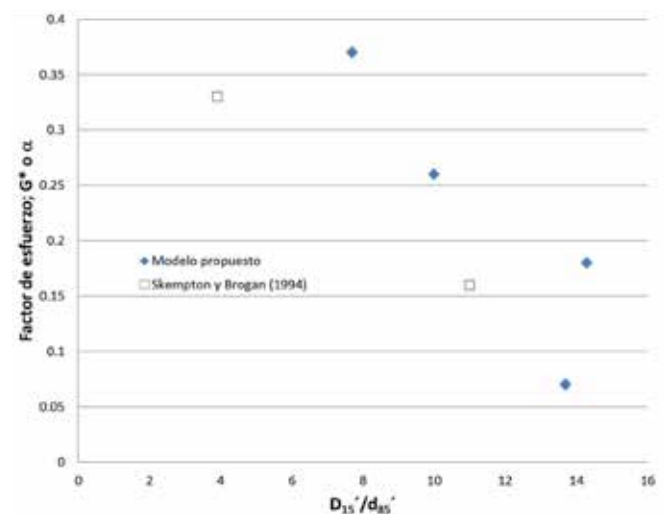


Figura 3: Factor de reducción de esfuerzo G^* de acuerdo al modelo propuesto y según Skempton y Brogan (1984)

Conclusiones

Se deriva un modelo físico para deducir el gradiente hidráulico crítico en suelos no cohesivos y se aplica a datos experimentales previamente publicados (Moffat y Fannin, 2011). El modelo fue desarrollado teniendo en cuenta las fuerzas de interacción entre tres componentes: agua, fracción más fina, y fracción más gruesa; y tres supuestos: las fuerzas de inercia se desprecian, la tensión efectiva en la fracción más fina es una parte de la tensión efectiva en la muestra, y la fuerza de la filtración actúa sólo sobre las partículas de fracción más fina. Sobre la base de la aplicación del modelo teórico propuesto para analizar los datos experimentales de cuatro suelos no cohesivos, se concluye que:

- (1) El esfuerzo efectivo y el gradiente hidráulico se consideran los parámetros más importantes para definir el

inicio de la inestabilidad interna del suelo.

(2) El modelo identifica y explica la importancia de la variación de la tensión efectiva vertical $\Delta\sigma'_{vm}$ en la dirección de flujo, además de la influencia de la tensión media vertical efectiva σ'_{vm} y el gradiente hidráulico i_{jk} a través de la zona de falla.

(3) El factor de reducción de la tensión en las partículas más finas G^* disminuye a medida que el valor de D_{15}'/d_{85}' aumenta. Esto significa que para suelos que tienen valores de $D_{15}'/d_{85}' > 4.0$ según Kezdi (1979), el gradiente hidráulico crítico i_{cr} disminuye a presión efectiva constante para valores más grandes de D_{15}'/d_{85}' .

(4) Los valores de G^* son similares y siguen la misma tendencia que los valores del parámetro α previamente encontrado por Skempton y Brogan (1994) en ensayos de filtración ascendente sin carga externa aplicada al suelo.

Conocida la curva granulométrica de un suelo y la distribución de tensiones efectivas, es posible determinar el correspondiente valor de G^* a partir de la Figura 3 para estimar el gradiente hidráulico crítico i_{cr} usando las ecuaciones (7) y (8), que desencadena la inestabilidad interna. Por lo tanto, esperamos que el modelo propuesto sea un complemento útil de los actuales criterios para evaluar la estabilidad interna de los suelos en presencia de flujo de agua.

Referencias

Chang, D.S. and Zhang, L.M. (2011). A stress-controlled erosion apparatus for studying internal erosion in soils. *Geotechnical Testing Journal* 34(6), 579-589

De Mello, F.B. (1975). Some lessons learned from unsuspected, real and fictitious problems in earth dam engineering in Brazil. *Proceedings 6th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Durban, South Africa, Sept. 1975, 285-304

Galindo-Torres, S.A., Scheuermann, A., Mühlhaus, H.B. and Williams, D.J. (2015). A micro-mechanical approach for the study of contact erosion. *Acta Geotechnica* 10(3), 357-368

Han, Y. and Cundall, P.A. (2013). LBM-DEM modeling of fluid-solid interaction in porous media. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 37(10), 1391-1407

Hassanizadeh, M. and Gray, W.G. (1979). General conservation equations for multi-phase systems: 1. Averaging procedure. *Advances in Water Resources* 2: 131-144

Indraratna, B. and Radampola, S. (2002). Analysis of critical hydraulic gradient for particle movement in filtration. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 128 (4), 347-350

Kenney, T.C. and Lau, D. (1985). Internal stability of granular filters. *Canadian Geotechnical Journal* 22(2): 215-225

Kenney, T.C. and Lau, D. (1986). Reply: Internal stability of granular filters. *Canadian Geotechnical Journal* 23(3): 420-423

Kezdi, A. (1979). *Soil physics*. Amsterdam: Elsevier

Mitchell J. K. (1993). *Fundamentals of Soil Behavior*. 2nd ed. John Wiley & Sons

Moffat, R., Fannin, R.J., and Garner, S.J. (2011). Spatial and temporal progression of internal erosion in cohesionless soil. *Canadian Geotechnical Journal* 48(3), 399-412

Moffat, R. and Fannin, R.J. (2011). A hydromechanical relation governing internal stability of cohesionless soils. *Canadian Geotechnical Journal* 48(3): 413-424

Sari, H., Chareyre, B., Catalano, E., Philippe, P. and Vincens, E. (2011). Investigation of internal erosion processes using a coupled DEM-Fluid method. In *Particles 2011 II International Conference on Particle-Based Methods*, Oñate and Owen (eds.), Barcelona

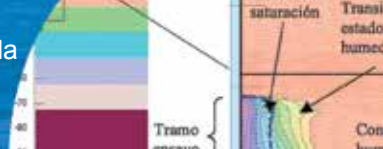
Shire, T. and O'Sullivan, C. (2013). Micromechanical assessment of an internal stability criterion. *Acta Geotechnica* 8: 81-90

Skempton, A.W. and Brogan, J.M. (1994). Experiments on piping in sandy gravels. *Géotechnique* 44(3), 449-460

Terzaghi, K. (1939). Soil mechanics: a new chapter in engineering practice. 45th James Forrest lecture. *Journal Institution of Civil Engineers* 12: 106-142

Thevanayagam, S. (1998). Effects of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 123(6), 479-490

Voivret, C., Radjai, F., Delenne, J.-Y. and El Youssou, M.S. (2009). Multiscale force networks in highly polydisperse granular media. *Physical Review Letters* 102: 178001



Métodos numéricos aplicados a ensayos de terreno para la determinación de la permeabilidad saturada

Numerical methods applied to field tests for the determination of the saturated permeability

Fecha de entrega: 28 de noviembre 2014

Fecha de aceptación: 15 de mayo 2015

Julio Tejo¹, Marcelo González² y Adam Darby¹

¹ Golder Associates S.A, Magdalena 181, piso 3, Las Condes, Chile, jtejo@golder.cl, adarby@golder.cl

² CODELCO S.A, Av. Libertador Bernardo O'Higgins 1449 SDT2, piso 8, Santiago, Chile, mgonz108@codelco.cl

Como parte de un estudio de infiltración de un nuevo depósito de relaves en el norte de Chile emplazado sobre depósitos aluviales consolidados y no saturados, se ha llevado a cabo una caracterización hidrogeológica basada en una campaña de investigación de terreno. Se contempló la ejecución de sondajes con ensayos de permeabilidad de carga constante y carga variable; ensayos de laboratorio para caracterizar los materiales encontrados; y trabajos de gabinete enfocados en el desarrollo de análisis numéricos. Se desarrollaron diversos modelos numéricos que en conjunto con las propiedades de los materiales ensayados de los sondajes, permitieron estimar los valores de permeabilidad saturada del subsuelo, valores que pueden ser subsecuentemente incorporados en los modelos hidrogeológicos del depósito de relaves. Se realizaron modelos de infiltración para simular cada tramo de ensayo en los sondajes. Se aplicó un proceso iterativo, definiendo una curva de conductividad hidráulica versus succión, obteniendo en cada modelo, un valor de caudal igual o similar, al medido en los ensayos de terreno para las condiciones de carga constante y carga variable. La aplicación de estos métodos también se ha utilizado para optimizar los ensayos en terreno, tanto en tipología de ensayo de permeabilidad a ejecutar como en la duración requerida de los mismos.

Palabras clave: coeficiente de permeabilidad, suelos no saturados, curvas de succión, ensayo de permeabilidad en sondaje

As part of a seepage study for a new tailings facility in the north of Chile, which is to be built upon deep unsaturated consolidated alluvial deposits, an exhaustive hydrogeological characterization was carried out based on field work. Constant and falling head permeability testing in boreholes; laboratory testwork to characterize the materials; and desktop studies aimed at developing numerical models were included. A series of numerical models, which together with the soil material properties determined from the boreholes, allowed the saturated permeability of the soil to be estimated. The results were then subsequently applied in the hydrogeological modeling of the tailings facility. Infiltration models were carried out to simulate each test interval in the boreholes. An iteration process was applied, based on a soil water characteristic curve for the material, obtaining from each model flow values equal to or similar to that measured in the field for the constant and falling head permeability tests. The use of these models also allowed the field testwork to be optimized, both relating to the type of test to undertake and also the duration of each test.

Keywords: coefficient of permeability, unsaturated soils, soil water characteristic curves, borehole permeability test

Introducción

El diseño de un nuevo tranque de relaves sobre un extenso depósito no saturado en el norte de Chile, incorporó la caracterización hidrogeológica del sitio, con el fin de evaluar las tasas de infiltración desde los relaves hacia el

terreno de fundación en el corto, mediano y largo plazo. Dentro de los trabajos de caracterización hidrogeológica, se llevaron a cabo ensayos de permeabilidad en sondajes, para posteriormente usar esta información en la estimación de los perfiles de permeabilidades en profundidad del

sitio. Todas las soluciones analíticas existentes para la estimación del coeficiente de permeabilidad saturada dentro de un medio no saturado a partir de ensayos de permeabilidad realizan ciertas suposiciones, sobre todo en los métodos de ensayo generalmente disponibles en sondajes (e.g. Hvorslev, 1949; Custodio y Llamas, 1983). Esto motivó el desarrollo de este estudio, que tiene como objetivo dar a conocer una metodología de análisis mediante modelamiento numérico usando el método de elementos finitos, simulando la ejecución de los ensayos de terreno e introduciendo variables y conceptos propios de la ingeniería geotécnica en suelos no saturados.

Caracterización del sitio

El área de estudio se encuentra en el norte de Chile, en el desierto de Atacama. El sitio se caracteriza por un clima desértico con precipitaciones anuales promedio inferiores a 15 mm. Existe escasa a nula presencia de vegetación.

Investigación geotécnica

Como parte de la caracterización hidrogeológica del sitio, se desarrolló una campaña geotécnica que incluyó los siguientes trabajos de terreno: Perforación de sondajes geotécnicos de entre 100 y 300 m de profundidad, incluyendo recuperación de testigos y ensayos de permeabilidad; excavación de calicatas de hasta 5 m de profundidad y mapeo geológico superficial de suelo y roca. En conjunto a lo anteriormente expuesto, se realizaron ensayos de laboratorio a muestras obtenidas de las calicatas y sondajes, con el objeto de caracterizar los materiales hallados y obtener parámetros geotécnicos e hidrogeológicos necesarios para la posterior caracterización hidrogeológica del sitio.

Ensayos de permeabilidad en sondajes

Se ejecutaron ensayos hidráulicos de carga constante y carga variable en los sondajes en suelo, contemplando longitudes de cámara de 10 a 20 m con sistemas de *packer* inflables (Philip, 1985; Chapuis, 1989). Para asegurar la formación de un bulbo saturado en el suelo circundante al sondaje, se efectuaron ciclos de llenado y descenso de agua. Se evaluaron diversas combinaciones de ciclos para las pruebas, optando finalmente, tras el análisis de los ensayos iniciales, por un ensayo de carga variable prolongado de hasta 12 horas de duración al final del turno de perforación,

antecedida por un ensayo de carga constante de duración aproximada de entre 15 y 30 minutos.

Caracterización geotécnica

La información procedente de la ejecución de calicatas mostró la existencia en superficie de gravas limo arenosas pobremente graduadas (GP-GM según sistema de clasificación USCS) que sobreyacen a arenas limosas con grava (SP-SM y SM) densas, con presencia de finos de baja a nula plasticidad y contenidos de humedad que varían entre 0.5% a 5%. Todos los suelos en el sector tienen un origen fluvial o aluvial. Un resumen de los contenidos de gravas, arenas y finos en porcentaje, presente en muestras provenientes de seis sondajes ejecutados en suelo, se entrega en la Tabla 1, donde se aprecia predominancia de las arenas. La Figura 1 presenta su distribución en profundidad.

Tabla 1: Distribución granulométrica en muestras de sondajes

Cantidad de muestras	Material	Contenido, %		
		Máximo	Mínimo	Promedio
107	Gravas (de 5 a 75 mm)	74	0	22
	Arena (de 0.075 a 5 mm)	95	18	58
	Finos (< 0.075 mm)	63	5	20

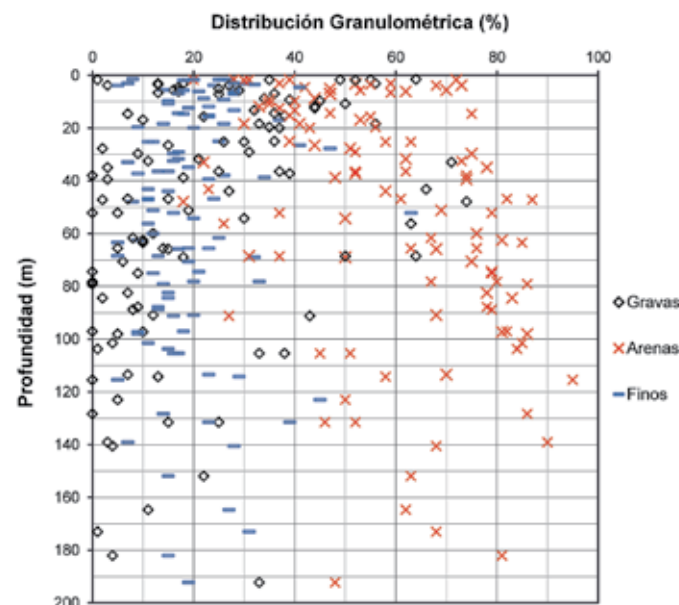


Figura 1: Distribución granulométrica en muestras de sondajes en profundidad

Como se aprecia en la Figura 1, el contenido de grava disminuye a medida que aumenta la profundidad, del

mismo modo que se incrementa la proporción de arenas. También se observó un creciente nivel de cementación de la matriz en profundidad. El nivel freático en el sector se encuentra en el contacto de los depósitos de suelo con la roca basal. El contacto con la roca basal se encuentra a profundidades superiores a 100 m. Se definieron dos estratos representativos de acuerdo a las características granulométricas que se describieron anteriormente. Los parámetros geotécnicos para cada material son los que se muestran en la Tabla 2:

Tabla 2: Parámetros geotécnicos de unidades de suelo

Material		Grava limo arenosa	Arena limosa
Profundidad, m		0 – 20	Mayor que 20
Peso específico sólidos, G_s		2.65	2.65
Peso unitario, t/m ³	Natural	2.03	1.90
	Seca	2.00	1.87
Humedad gravimétrica, %	Natural	1.5	1.5
	Saturación	12.3	15.7
Humedad volumétrica, %	Natural	3.0	3.0
	Saturación	24.6	29.4

Metodología

El modelo numérico requiere como parámetro de entrada las curvas características del suelo, con el fin de estimar el coeficiente de permeabilidad para una determinada succión. La metodología desarrollada en la determinación de las curvas se entrega en este apartado.

Curvas características de contenido de agua

A partir de los parámetros geotécnicos establecidos para cada estrato, se estimaron las curvas características de contenido de agua en el suelo SWCC (Soil Water Characteristic Curves), las que se validaron con ensayos de succión a muestras provenientes de sondajes. Estas curvas permiten representar la cantidad de agua albergada en los poros bajo una determinada succión. De acuerdo al método propuesto por Fredlund y Xing (1994), el contenido volumétrico de agua para un suelo parcialmente saturado en un rango de succión de 0 a 10⁶ kPa, se expresa como:

$$\theta_w = C_\psi \frac{\theta_s}{\left(\ln \left(e + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right) \right)^m} \quad (1)$$

donde θ_w es el contenido volumétrico de agua (m³/m³), C_ψ es una función de corrección, θ_s es el contenido volumétrico de agua de saturación (m³/m³), e es el número de Euler igual a 2.71828, ψ es la presión de poros negativa (succión) en kPa y a , n , m son parámetros de ajuste de curva.

Para predecir las curvas SWCC a partir de las curvas granulométricas se utilizó la función de pedo-transferencia de Fredlund *et al.* (2002) que se presenta en la ecuación (2).

$$P_p(d) = \frac{1}{\left(\ln \left(e + \left(\frac{g_a}{d} \right)^{g_n} \right) \right)^{g_m}} \left(1 - \frac{\left(\ln \left(1 + \frac{d_r}{d} \right) \right)^7}{\left(\ln \left(1 + \frac{d_r}{d_m} \right) \right)^7} \right) \quad (2)$$

donde $P_p(d)$ es el porcentaje que pasa de una granulometría particular (%), d es el diámetro de partícula en mm, g_a , g_n , g_m son parámetros de ajuste correspondientes a la ruptura inicial, pendiente máxima y curvatura de la curva granulométrica respectivamente, d_m es el diámetro de partícula mínimo en mm y d_r es el diámetro de partícula residual en mm.

Este modelo ajusta la curva granulométrica de un material, en primera instancia, a la ecuación (1) de Fredlund y Xing (1994). La curva de distribución del tamaño de partículas es luego analizada como una serie incremental del tamaño de partículas desde la más pequeña hasta la más grande para construir la curva SWCC en su totalidad. Para cada tamaño uniforme de partícula se obtiene una curva SWCC representativa del promedio de tamaño de partículas mediante una base de datos de 6000 suelos. Una vez que la curva de distribución granulométrica ha sido incrementalmente analizada en su totalidad, las curvas SWCC individuales son sobrepuestas para obtener la curva SWCC completa. Las curvas SWCC estimadas para las unidades de suelo Grava Limo Arenosa y Arena Limosa se presentan en las Figuras 2 y 3 respectivamente. Estas curvas posteriormente se introducen en los modelos numéricos de infiltración elaborados.

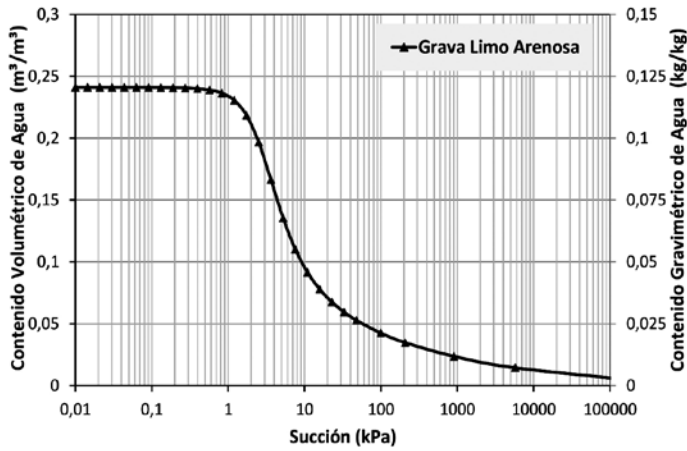


Figura 2: Curva SWCC, Grava Limo Arenosa

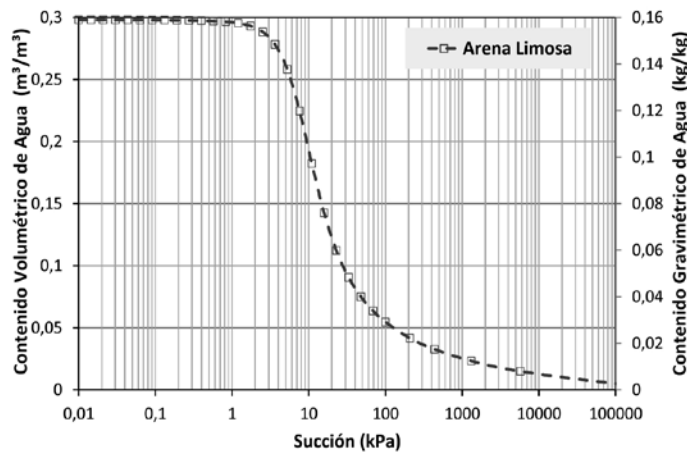


Figura 3: Curva SWCC, Arena Limosa

Curvas de permeabilidad versus succión

La estimación de los coeficientes de permeabilidad no saturada se efectuó por medio de la ecuación desarrollada por Fredlund *et al.* (1994) incluida en SEEP/W (Geostudio, 2010) a partir de las curvas SWCC, que relaciona el coeficiente de permeabilidad con el contenido volumétrico de agua:

$$k_w = k_s \frac{\sum_{i=j}^N \frac{\theta(e^y) - \theta(\psi)}{e^{y_i}} \theta'(e^{y_i})}{\sum_{i=1}^N \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^{y_i}} \theta'(e^{y_i})} \quad (3)$$

donde k_w es el coeficiente de permeabilidad para una succión específica en m/s, k_s es el coeficiente de permeabilidad saturada en m/s, es una variable ficticia de la integración que representa el logaritmo de la presión de

poros negativa, i es el intervalo entre j y N , siendo j y N la succión mínima y máxima respectivamente, ψ es la succión correspondiente a j ; y θ' es la primera derivada de la ecuación (1).

Modelos de infiltración para estimar el coeficiente de permeabilidad saturada

A través de modelamiento numérico, se desarrollaron análisis de filtraciones que simularon los ensayos de permeabilidad de carga constante y carga variable ejecutados en los sondajes. Para esto, se utilizó el software de elementos finitos SEEP/W (Geostudio, 2010). Se analizaron modelos de carácter axialsimétrico en régimen transiente, con el fin de representar las condiciones de realización de cada ensayo. La condición inicial no saturada de ambos estratos de suelo definidas en este estudio, se consideró al evaluar cada material con un contenido inicial de humedad gravimétrica igual a 1.5%, equivalente a succiones de 30 kPa para el material Grava limo arenosa y 60 kPa para Arena limosa, de acuerdo a las curvas SWCC (Figuras 2 y 3 respectivamente), propiedad hidráulica que varía en relación al frente de saturación.

Las condiciones de borde incorporadas en los modelos corresponden a una condición de flujo nulo ($Q = 0$) en todo el eje de simetría, salvo en la longitud que representa la cámara del ensayo de permeabilidad para cada tramo, en la cual se introdujo una función que replica la carga hidrostática versus tiempo correspondiente al registro de lecturas propio del ensayo del tramo en cuestión. A continuación se llevó a cabo un proceso iterativo que consistió en asignar a cada tramo de ensayo en el sondaje, una determinada curva de conductividad hidráulica (permeabilidad) versus succión, estimada a partir de la curva SWCC representativa del material encontrado en dicho tramo, para posteriormente ir ajustando el valor de la permeabilidad saturada, hasta alcanzar en cada modelo un valor de caudal de infiltración igual o similar (variaciones en la segunda cifra significativa) al obtenido con las mediciones de los ensayos de permeabilidad en terreno. Para lograr lo expuesto en el párrafo anterior, en los modelos numéricos se efectuaron lecturas de caudales, calculando la variación de volumen de agua infiltrando al suelo en un determinado intervalo de tiempo.

Modelo de infiltración desarrollado para el Sondaje S-01

A modo de ejemplificar la metodología propuesta en este estudio, se presenta el procedimiento empleado para la estimación del coeficiente de permeabilidad en los tramos de ensayo del sondaje denominado S-01. Este sondaje alcanzó una profundidad de 170 m, los primeros 110 m de perforación en suelo y los restantes 60 m, en roca. El nivel freático se observó a los 110 m de profundidad aproximadamente, justo en el contacto entre el depósito de suelo y la roca basal. En este sondaje se realizaron pruebas de permeabilidad en suelo, de carga constante y carga variable en ocho tramos, abarcando toda la longitud de sondaje ejecutado en suelo. Se simuló la ejecución de los ensayos de carga constante y de carga variable en cada uno de los tramos indicados.

De acuerdo a la caracterización geotécnica de los materiales involucrados, en el tramo T1 se consideró el uso de la curva SWCC del material Grava Limo Arenosa, mientras que en los tramos restantes (T2 a T8) se utilizó la curva SWCC del material definido como Arena Limosa. La posición del nivel freático se estableció a los 110 m de profundidad. En la Figura 4 se presenta de manera gráfica el modelo en elementos finitos desarrollado para el sondaje S-01, indicando los distintos tramos analizados, tamaño de elementos y condiciones de borde empleadas.

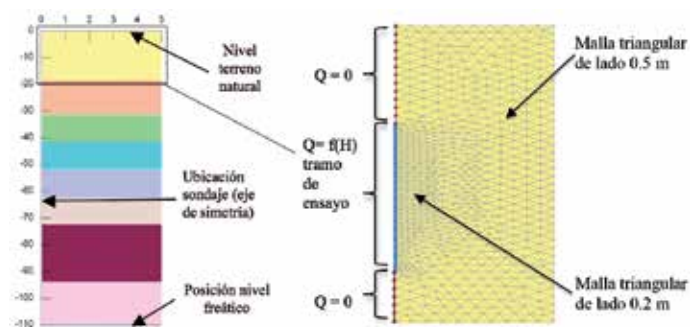


Figura 4: a) Modelo SEEP/W Sondaje S-01 y b) condiciones de borde y el diseño de la malla triangular de elementos finitos del tramo T1

Las profundidades de cada tramo, tiempos de simulación de cada tipo de ensayo, caudales medidos en terreno y la disposición del modelo numérico desarrollado para el Sondaje S-01, se presentan en la Tabla 3.

Tabla 3: Modelo de infiltración sondaje S-01, (dimensiones en m)

Tramo ensayo	Profundidad, m	Ensayo carga constante		Tiempo ensayo carga variable, s
		Tiempo, s	Caudal, l/s	
T1	6.1 – 15.4	713	0.375	812
T2	21.5 – 31.5	792	0.046	2871
T3	30.6 – 41.5	743	0.007	3900
T4	40.6 – 51.5	851	0.224	2871
T5	50.6 – 62.5	792	0.111	2772
T6	62.5 – 72.5	673	0.039	5148
T7	72.5 – 82.5	693	0.116	3960
T8	93.9 – 108.9	594	0.004	56430

La Figura 5 muestra la variación del caudal de infiltración en función del tiempo obtenida para el tramo T2 del sondaje S-01, ajustado a un coeficiente de permeabilidad saturado $k_s = 3.5 \cdot 10^{-8}$ m/s. Este análisis se desarrolló para cada tramo, calibrando el valor de k_s , y que al comparar con los registros de caudal medidos en cada prueba de permeabilidad en terreno se obtuviese la mejor aproximación posible.

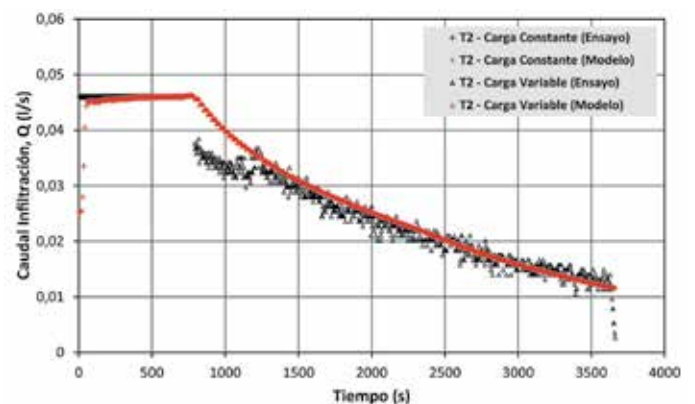


Figura 5: Variación del caudal de infiltración para el tramo T2, con $k_s = 3.5 \cdot 10^{-8}$ m/s.

La Figura 6 muestra el bulbo de saturación que se genera una vez finalizado el proceso de simulación del ciclo de ensayos en el modelo numérico correspondiente al tramo T2. Se aprecia que el frente de saturación avanza una distancia menor que 50 cm.

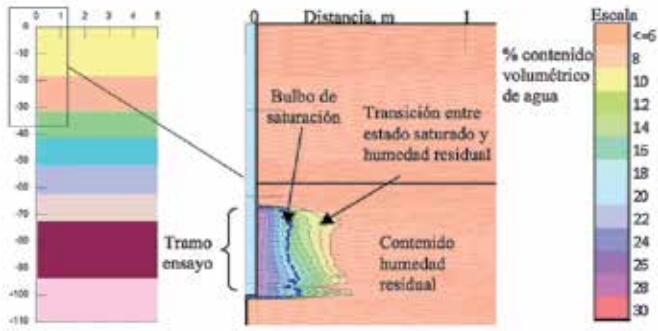


Figura 6: Bulbo de saturación modelo numérico tramo T2, sondaje S-01

El resumen de las curvas de permeabilidad obtenidas para cada tramo de análisis del sondaje S-01 se entrega en la Figura 7. El rango de permeabilidades saturadas varió entre 10^{-10} y 10^{-6} m/s aproximadamente, alcanzando como máximo una succión de 5 kPa para este rango.

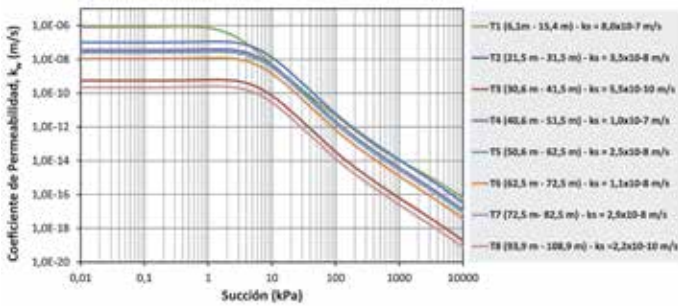


Figura 7: Curvas de permeabilidad versus succión, sondaje S-01

Comparación de valores del coeficiente de permeabilidad saturada

En la Figura 8 se comparan las permeabilidades obtenidas a partir del modelamiento numérico con aquellas obtenidas de manera simplificada a través de ensayos de Lefranc en régimen de carga constante. Este último supone una condición saturada del suelo, y se expresa de acuerdo a la ecuación (4).

$$k_s = \frac{Q}{C h_m} \quad (4)$$

Donde k_s es el coeficiente de permeabilidad saturada en m/s, Q es el caudal inyectado en el ensayo de carga constante en m^3/s , h_m es la altura de agua dentro del sondaje, por encima del nivel estático previo en m y C es un coeficiente de

forma para un diámetro mucho menor al largo del sondaje, definido como:

$$C = \frac{2\pi L}{\ln(2L/d)} \quad (5)$$

en que L es la longitud de la zona filtrante en m y d es el diámetro de la zona filtrante en m. Como se puede observar en la Figura 8, la permeabilidad determinada mediante los modelos numéricos es generalmente un orden de magnitud menor.

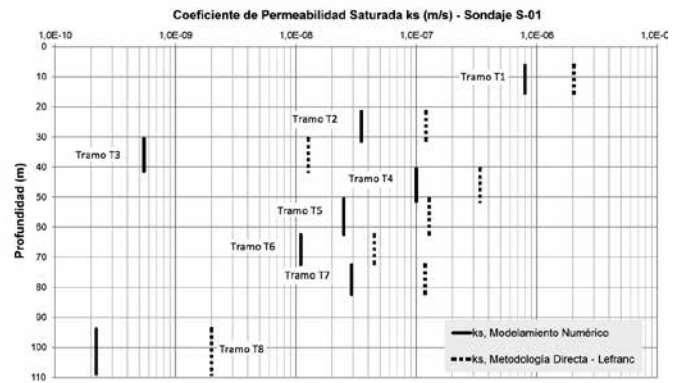
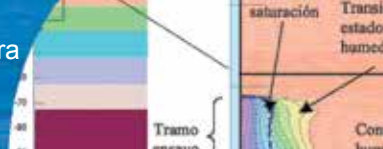


Figura 8: Valores del coeficiente de permeabilidad saturada obtenidos mediante modelamiento numérico y métodos de aplicación directa, Sondaje S-01.

Conclusiones

La aplicación de una solución analítica en la determinación de la permeabilidad saturada requiere de la toma de suposiciones que son sensibles a la variabilidad tanto vertical como lateral de los suelos. Esto es especialmente cierto en los métodos de ensayo tradicionalmente empleados en sondajes, lo que se traduce en un alto grado de incertidumbre en los resultados. Los modelos presentados en el presente artículo fueron utilizados en un proyecto desarrollado sobre depósitos aluviales no saturados profundos y realizados con equipos disponibles en la industria. Se considera que es un método con un alto grado de confiabilidad y de fácil aplicación para determinar la permeabilidad saturada en medios no saturados.

Los resultados presentados en este estudio indican que la metodología desarrollada mediante modelamiento numérico arroja en general valores de coeficiente de permeabilidad un orden de magnitud menor que los obtenidos de manera simplificada a través de ensayos de



Lefranc en régimen de carga constante, el cual asume que el terreno se encuentra saturado. El posterior uso de las permeabilidades saturadas obtenidas del modelamiento numérico en una caracterización hidrogeológica con mayor confianza en los valores aplicados, puede traducirse por ejemplo en estimaciones de flujos subterráneos de menor magnitud y en diseños de obras relacionadas optimizados.

Agradecimientos

Los autores quieren expresar su gratitud a los ingenieros Claudia Vallejos y Terry Eldridge por su contribución en la elaboración de este artículo, así como a la compañía minera que permitió el desarrollo de estos trabajos.

Referencias

Chapuis, R.P. (1989). Shape factors for permeability tests in boreholes and piezometers. *Groundwater* 27(9): 649 – 654

Custodio, E. y Llamas, M.R. (1983). *Hidrología Subterránea*. Tomo II, 2a ed., editorial OMEGA S.A., Barcelona

Fredlund, D.G. and Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal* 31(4), 521 – 532

Fredlund, M.D., Wilson, G.W. and Fredlund, D.G. (2002). Use of the grain-size distribution for the estimation of the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal* 39(5), 1103 – 1117

Fredlund, D.G., Xing, A. and Huang, S. (1994). Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal* 31(4): 533-546

Geostudio (2010). Seepage Modeling with SEEP/W 2007. An Engineering Methodology, Geo-Slope International Ltd. 4th ed; Calgary

Hvorslev, M.J. (1951). Time lag and soil permeability in groundwater observations. US Army Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Vicksburg, Mississippi. Bulletin N°36

Philip, J.R. (1985). Approximate analysis of the borehole permeameter in unsaturated soil. *Water Resources Research* 21(5), 1025 – 1033



Condiciones geológicas-geotécnicas de la cuenca de Santiago y su relación con la distribución de daños del terremoto del 27F

Geological and geotechnical conditions of the Santiago basin and its relation with the 27F earthquake damage distribution

Fecha de entrega: 5 de diciembre 2014

Fecha de aceptación: 14 de diciembre 2015

Loreto Vergara^{1,2} y Ramón Verdugo²

¹ Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Blanco Encalada 2002, Santiago, Chile

² CMGI Ltda. Av. Lib. Bdo. O'Higgins 2356 Of. D, Santiago, Chile, lvergara@cmgi.cl, rverdugo@cmgi.cl

El terremoto del 27F de magnitud $M_w = 8.8$, afectó a una extensa área del país y dejó una cifra estimada de más de 2 millones de damnificados. En la Región Metropolitana, los daños más graves se centraron en viviendas antiguas, no obstante, también se presentaron daños importantes en construcciones modernas. Con el objetivo de identificar las variables geológicas y geotécnicas de la cuenca de Santiago que influyeron en su respuesta sísmica, se realizó un catastro de las estructuras con daño estructural en la Provincia de Santiago, contabilizando un total de 10705 viviendas y 560 estructuras de dimensión mayor dañadas. En paralelo, se efectuó la caracterización de las condiciones geológicas-geotécnicas de la cuenca, considerando los siguientes factores: basamento rocoso, nivel freático, frecuencia fundamental y marco geológico. Conjuntamente, se estudia la influencia de antiguos cursos de agua que pueden haber generado depósitos de sedimentos sueltos, o blandos. Los resultados del análisis indican los mayores daños se produjeron en estructuras cimentadas sobre depósitos de suelos finos (unidad VII) y sobre depósitos de ceniza volcánica (unidad VI). Asimismo, se evidenció una cierta concentración de daños irreparables en la zona final de la lengüeta de la unidad IIIa (depósitos aluviales), caracterizada en su tramo final por depósitos de suelos finos

Palabras clave: efecto de sitio, amplificación sísmica, condiciones geológicas del terreno, daños sismo 27F

The 27F earthquake of magnitude $M_w = 8.8$, affected a large area of Chile and left more than 2 million of homeless. In the metropolitan area, the most serious damage focused on older houses, however, significant damage was also presented in modern constructions. In order to identify the geological and geotechnical variables of the Santiago basin that influenced their seismic response, a survey of the distribution of the structures with damages in Santiago Province was performed, accounting for a total of 10705 houses and 560 larger structures damaged. In parallel, the characterization of geotechnical-geological basin conditions was performed including the following factors: depth of bedrock, water table, fundamental frequency and geological setting. Additionally, the influence of former waterways that may have generated deposits of loose or soft sediments was investigated. The results of the analysis indicated that major damage occurred in structures founded on fine soil deposits (unit VII) and volcanic ash deposits (unit VI). Also, a certain concentration of irreparable damage was evident in the end zone of unit IIIa (alluvial deposits), characterized in its final stretch by deposits of fine soils.

Keywords: site effect, seismic amplification, geological soils conditions, damages 27F earthquake

Introducción

El mega terremoto del 27 de febrero del 2010 afectó a una importante parte del país, registrando daños que abarcaron transversalmente distintos tipos de estructuras, como viviendas, edificios de gran altura, hospitales, aeropuertos, iglesias y obras viales (puentes, rutas, pasos sobre nivel). A raíz de ello, y considerando que Chile se encuentra en

un ambiente tectónico en permanente actividad, diversos grupos disciplinarios han realizado estudios de los posibles factores causantes de los daños, entre los cuales se distingue el fenómeno de amplificación sísmica del terreno. En este contexto y considerando que la cuenca de Santiago representa cerca del 40% de la población nacional (INE, 2002), es de vital importancia el reconocimiento y análisis

de los factores que influyeron en su comportamiento sísmico. Consecuentemente, en este trabajo se analizan los daños ocurridos a través de un catastro realizado a las obras que presentaron daño estructural en las 32 comunas de la Región Metropolitana RM. En particular se analizó como posible causa de los daños, antiguos cursos de agua que podrían haber sido rellenados con materiales no controlados, o haber depositado sedimentos blandos o sueltos. Para ello se compararon las antiguas vías de aguas con las actuales, utilizando mapas históricos de la RM. Adicionalmente, se realizó la caracterización de las condiciones geológicas-geotécnicas de la cuenca de Santiago, que en definitiva podrían permitir explicar las concentraciones de daños observados en ciertos sectores. Los parámetros analizados son: profundidad del basamento rocoso, profundidad de la napa subterránea, frecuencia fundamental de los depósitos de suelos y geología.

Catastro de daños generados por el terremoto del 27F

El catastro de obras con daños estructurales en la Provincia de Santiago fue hecho en base a los registros disponibles de las 32 municipalidades de la Provincia de Santiago. Los daños se dividieron en dos categorías dependiendo del tipo de edificación: *Categoría A*: correspondiente a las viviendas de uno o dos pisos. Se contabilizaron un total de 10705 viviendas con daños estructurales. *Categoría B*: correspondiente a toda estructura que no clasifique como categoría A, es decir, edificios, *blocks* habitacionales, hospitales, establecimientos educacionales, edificios patrimoniales o galpones. Se contabilizaron un total de 560 estructuras de dimensión mayor. Adicionalmente, se han identificado aquellas estructuras importantes que presentaron daño estructural severo. Estos daños son divididos en dos tipos: Tipo 1: Estructura Habitable sólo después de reparaciones y refuerzo estructural y Tipo 2: Estructura No habitable, no es posible rehabilitar el edificio.

En las Figuras 1a, 1b y 1c se presentan la distribución de los daños en todas las estructuras (Categoría A y B), los daños en estructuras de Categoría B y los daños severos, respectivamente. En la Figura 1c se presenta en negro las estructuras con daño Tipo 1 y en rojo las estructuras Tipo 2. Se desprende que los daños Tipo 1 se ubican en toda la

zona central de la cuenca, mientras que los daños Tipo 2 se ubicaron mayoritariamente en el sector sur. En la Tabla 1 se detallan las estructuras que presentaron el daño estructural más severo (Tipo 2).

Con respecto al número de viviendas existentes en cada comuna, resultan con mayor porcentaje de daños las de Quinta Normal (5.9%), seguido por Pedro Aguirre Cerda (4.6%) y Cerro Navia (3.8%). Respecto del número total de viviendas dañadas, Quinta Normal resulta con un 16.9% de los daños, Pedro Aguirre Cerda con un 12.3% y Cerro Navia con un 12.8%. Por otra parte, para los daños en estructuras de Categoría B, las comunas más dañadas fueron Pedro Aguirre Cerda con 86 estructuras dañadas, seguido por Providencia con 57 y Ñuñoa con 43 estructuras.

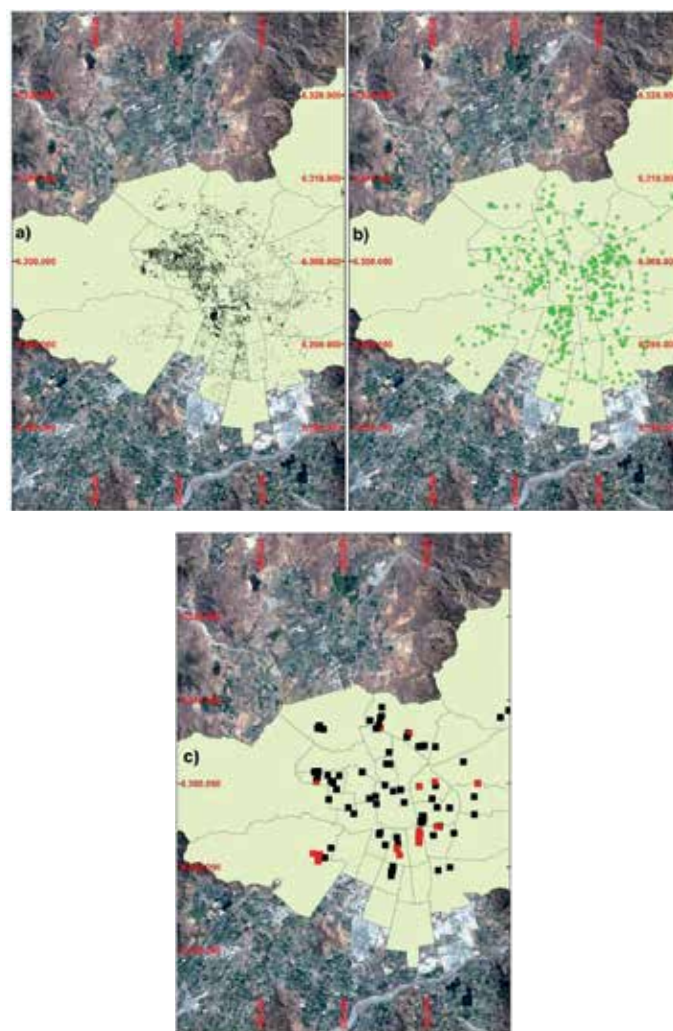


Figura 1: Ubicación de daños producto del 27F en la Provincia de Santiago, a) estructuras Categoría A y B, b) estructuras de Categoría B y c) estructuras con daños severos



Tabla I: Identificación de estructuras con daños severos

Identificación	Ubicación	Observaciones
<i>Blocks</i> habitacionales	La Hondonada 8301, Cerro Navia	Demolición del <i>block</i> producto de los daños
Silo	Santa Elena de Huechuraba 1502, Huechuraba	Decreto de demolición producto de los daños
Municipalidad de Huechuraba, Alcaldía	Premio Nobel 5555, Huechuraba	Estructura presenta daños estructurales. Se decreta la demolición del inmueble
Torres de Bilbao (losa estacionamiento)	Francisco Bilbao 8080, Las Condes	Colapso total de losa estacionamiento, destrucción de 68 vehículos
Edificio Sol Oriente I y II	Macul 2301 y Exequiel Fernández 2302, Macul	Edificios de 18 pisos. Presentan graves daños estructurales, por lo que se solicita su demolición
SMAPA Servicio Municipal de Agua Potable y Alcantarillado	Alberto Llona 1806, Maipú	Daños estructurales en edificio, se decretó su demolición
Don Luis Gandarillas 360	Luis Gandarillas 360, Maipú	2 torres de 4 pisos. Colapso de machones en subterráneo lo que provocó el colapso del lado norte del edificio.
Condominio Don Tristán Valdés	Tristán Valdés 216, Maipú	2 torres de 4 pisos. Inclinación pronunciada y torsión del edificio debido al desplomo de las columnas del poniente.
Condominio calle Hermanos Carrera	Hermanos Carrera 2727, Maipú	Torres de 5 pisos. <i>Block</i> poniente con fisuras diagonales en muros. <i>Block</i> oriente con deformación de losas y grietas en elementos estructurales.
Copa de agua	Rafael Cañas 76, Providencia	Estructura de soporte copa de agua colapsada. Decretada su demolición
Copa de agua	Carlos Antúnez 2425, Providencia	Pilares que sustentan la copa de agua con hormigón colapsado y enferradura a la vista.
Conjunto habitacional Villa Brasil	José Mosqueira 3238, San Joaquín	<i>Block</i> con daños estructurales de consideración. Decretada su demolición
Conjunto habitacional Villa El Pinar	Río Palena 3670, San Joaquín	<i>Block</i> con daños estructurales de consideración. Decretada su demolición
Conjunto habitacional Villa Liszt	Liszt 3346, San Joaquín	<i>Block</i> con daños estructurales de consideración. Decretada su demolición
<i>Block</i> habitacional	Liszt 3079, San Joaquín	Daños estructurales de consideración en <i>block</i> . Decretada su demolición
Edificio	Pasaje Blanco 5570, San Miguel	Se decreta demolición producto de los daños
Local comercial	Gran Avenida 4836, San Miguel	Agrietamiento interior del 2° piso, coronación superior del edificio con riesgo de derrumbe hacia la vereda.

Características geológicas-geotécnicas de la cuenca y los daños ocurridos en el 27F

Topografía superficial

En la Figura 2a se presenta la elevación topográfica de la zona de estudio, observándose cambios de pendientes muy suaves, con elevaciones que descienden de este a oeste en franjas orientadas de norte a sur, desde los 1200 a 300 msnm. Los sectores de menor elevación son los ubicados en las comunas de Peñaflores y Talagante. La suave topografía es producto de la colmatación paulatina de sedimentos de origen fluvial, aluvial, lacustre y volcánicos provenientes principalmente del borde oriental de la

cuenca. En la Figura 2b se presentan los daños en todas las estructuras y en la Figura 2c los daños severos. En ambas figuras se observa que los daños se distribuyeron en distintas elevaciones topográficas y estos daños no poseen un patrón de elevación determinado.

Basamento rocoso

La morfología del basamento rocoso se ha basado en el modelo tridimensional realizado por Araneda *et al.* (2000) en la cuenca de Santiago, obteniéndose el mapa de profundidades de la Figura 3a. Se observa la irregularidad del basamento, con depresiones de más de 500 m y una serie de cerros islas de hasta 480 m de altura. A excepción de la

alta concentración de daños en la comuna de Pudahuel (ver Figura 3b), justo donde la roca se encuentra más profunda, entre 450 a 500 m, no se observa una concentración de daños en profundidades específicas.

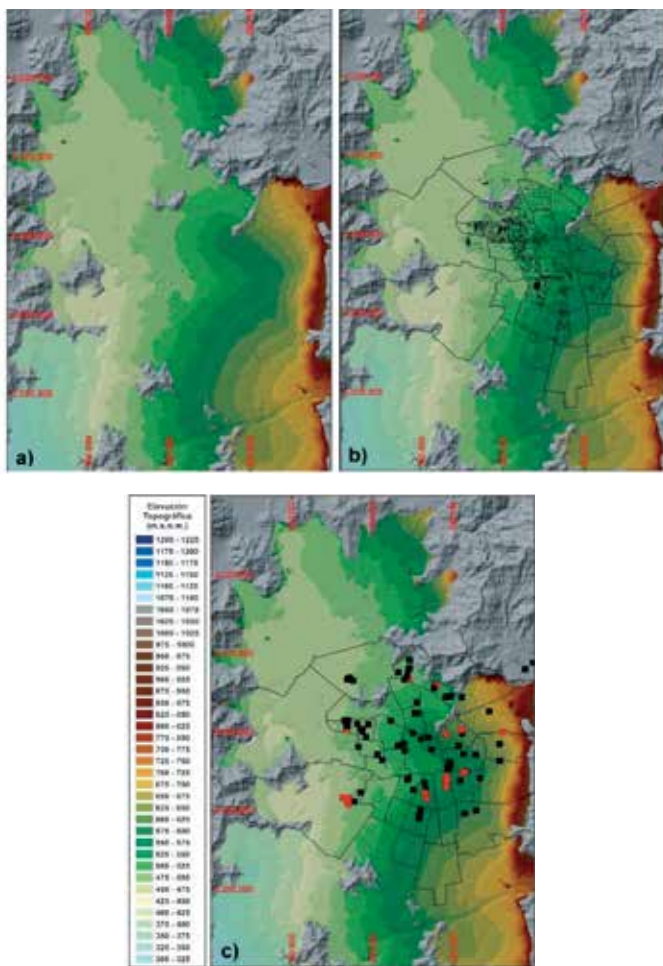


Figura 2: a) Elevación topográfica, b) daños estructuras categoría A y B y c) daños severos

Napa subterránea

Para la realización del mapa de aguas subterráneas en la zona de estudio, se consideró la información entregada por niveles estáticos de pozos de monitoreo reportados por la Dirección General de Agua DGA y el Banco Nacional de Aguas BNA. En la Figura 4a se presenta el mapa de profundidades del nivel freático en la cuenca de Santiago. Por un lado, los sectores con niveles freáticos más profundos se ubican al sureste de la cuenca con profundidades máximas entorno a los 150 metros. Las aguas subterráneas más superficiales se sitúan en la zona oeste, con profundidades mínimas entre 0 a 5 m. Por su parte, en la Figura 4b se presentan los daños en todas las

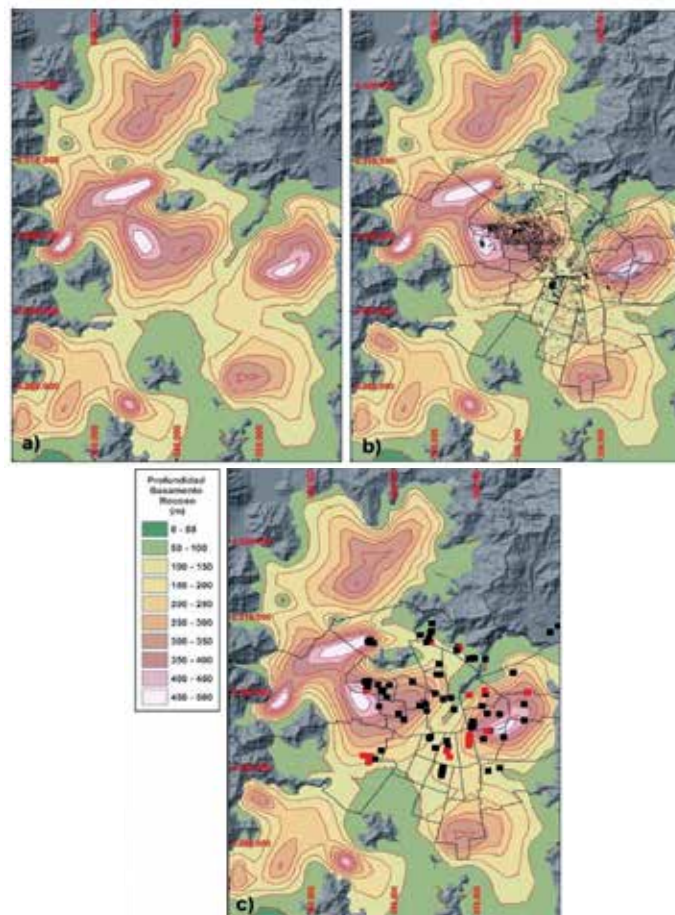


Figura 3: a) Profundidad del basamento rocoso, b) daños categoría A y B y c) daños severos

estructuras y en la Figura 4c los daños severos. En estas figuras se observa que no existe una concentración de daños a una profundidad determinada de las aguas subterráneas.

Marco geológico

En la Figura 5 se presenta el mapa geológico de la zona de estudio con la descripción de cada unidad geológica. Leyton *et al.* (2010) define 10 unidades geológicas que conforman el relleno de la cuenca de Santiago. Estas unidades fueron definidas utilizando la información obtenida de pozos y de los estudios desarrollados por Valenzuela (1978), Wall *et al.* (1999), Milovic (2000), Fernández (2001, 2003), Sellés y Gana (2001), Rauld (2002) y Fock (2005), considerando las principales características granulométricas de los primeros 30 m de profundidad. En la Figura 6a se presentan los daños en todas las estructuras y en la Figura 6b los daños severos (en estructuras de categoría B Tipo 1 y 2), emplazadas sobre las 10 unidades geológicas de la cuenca.

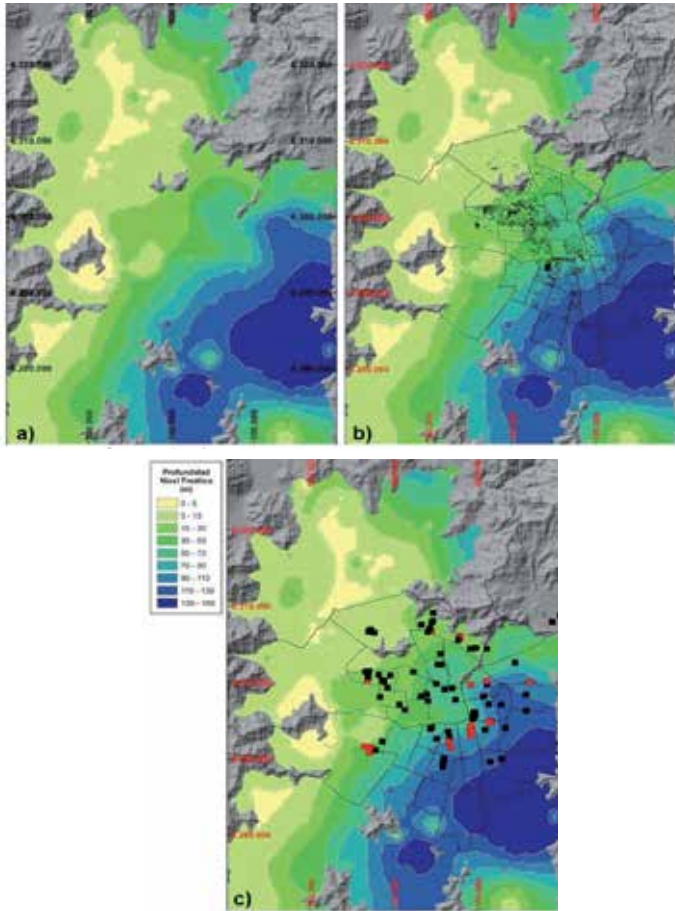


Figura 4: a) Profundidad del nivel freático, b) daños estructuras categoría A y B y c) daños severos

De acuerdo a las Figuras 6a y 6b se desprende que los daños se concentraron principalmente en la unidad VII, correspondiente a depósitos de suelos finos, en la unidad VI de ceniza volcánica y al final de la lengüeta de la unidad IIIa. Cabe mencionar que en el caso de la comuna Pedro Aguirre Cerda, la mayor densidad de daños se concentró al final de la lengüeta de la unidad IIIa. También se observa que los daños más severos (Tipo 2) se ubicaron mayoritariamente alrededor de esta lengüeta. De acuerdo a lo analizado por Nichols (2009), la gradación a lo largo del eje de un abanico aluvial (unidad IIIa) tiene relación con la pérdida de energía del flujo a lo largo de su recorrido. Por lo tanto, los depósitos de material grueso con escaso contenido de finos se relacionan con flujos de alta energía, característicos del ápice del abanico. En la zona media se encuentran depósitos de gravas y arenas, y en la parte distal del abanico se encuentran depósitos de sedimentos finos con un alto contenido arcilloso en zonas de baja pendiente donde se pueden asociar a flujos de menor energía. En consecuencia, al final de la

lengüeta de la unidad IIIa existirían niveles de suelos finos (superficiales) que explicarían el pobre comportamiento de estas zonas durante el 27F. Esta lengüeta podría situarse en un área mayor a lo detallado en el mapa geológico. En la Figura 7 se presentan perfiles longitudinales de la topografía superficial de la cuenca desde las coordenadas Este 340.000 a 360.000 y Norte 6.290.000 a 6.300.000 en donde se observa el fuerte cambio de pendiente que hay en el sector donde se podría ubicar los sedimentos finos de la lengüeta, con pendientes de 0.3 a 0.9% en un primer tramo y luego un cambio brusco de pendiente desde 6 a 12%. Lo anterior podría traducirse en un primer tramo de baja pendiente formado por la depositación de sedimentos finos del abanico y un segundo tramo, al este, con una depositación de suelos más gruesos que se depositaron con una pendiente mayor.

Por otra parte, en una primera aproximación se podría señalar que los daños fueron menores al suroeste de la

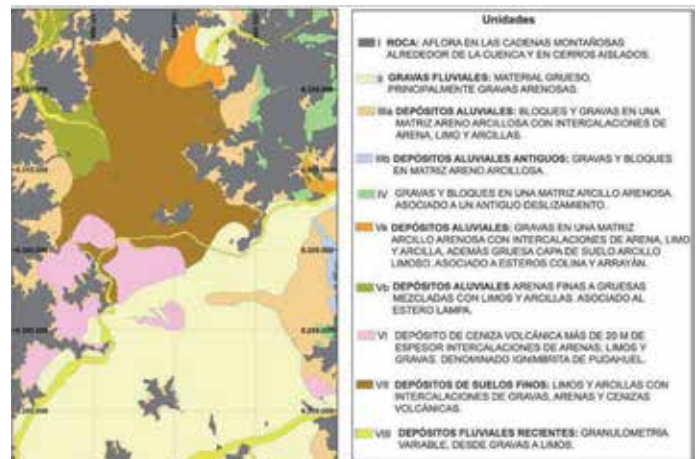


Figura 5: Ubicación y descripción de las unidades geológicas de la cuenca de Santiago

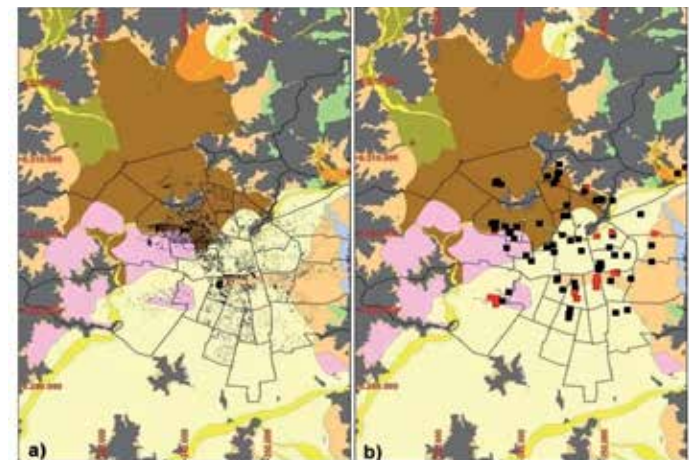


Figura 6: a) Daños estructuras categoría A y B y b) daños severos

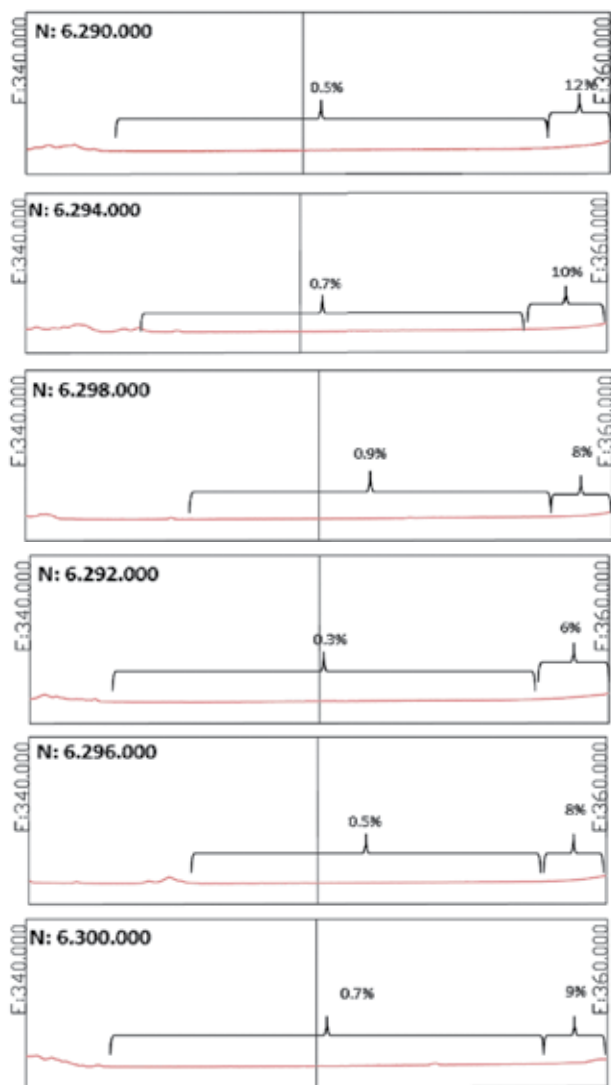


Figura 7: Pendientes de la topografía superficial de la cuenca desde E: 340.000 a 360.000 UTM

falla geológica Infiernillo-Cerro Renca-Portezuelo de Chada ubicada en la zona oeste de la cuenca, tal como se muestra en la Figura 8a. Esta falla pone en contacto a las rocas mesozoicas de la Formación Lo Valle con las rocas cenozoicas de la Formación Abanico. Esta estructura fue descrita por Sellés y Gana (2001) como una falla normal invertida. Cabe mencionar que la traza de la falla Infiernillo-Cerro Renca-Portezuelo de Chada corresponde a una interpretación realizada considerando los contactos geológicos y las edades de los afloramientos rocosos estimados de algunos sectores. Por lo tanto, su trazado podría ser redefinido al presentado en línea punteada azul en la Figura 8b, considerando la diferencia de daños entre el lado oeste y este de la senda. En la zona noroeste de

la falla se observa una importante cantidad de daños, no obstante esto podría deberse a que los daños se emplazan sobre la unidad VI y VII. El resto de los daños, como los observados en la unidad II, obedecerían a otros factores no sólo a la geología del sector.

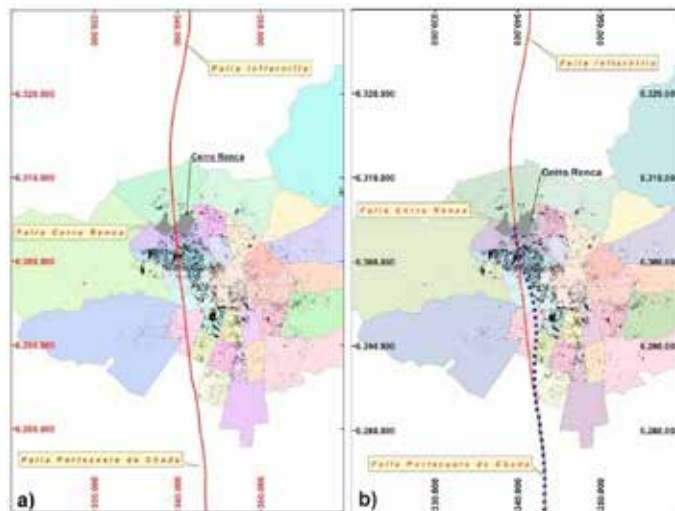


Figura 8: a) Falla Infiernillo-Cerro Renca-Portezuelo de Chada y b) reinterpretación traza de falla

Antiguos cursos de aguas superficiales

El depósito paulatino de suelos finos a través del transporte de material en suspensión, proveniente de ríos, esteros y canales, puede generar un relleno de materiales de baja consistencia o compacidad en sus planicies adyacentes. Antiguos cauces podrían haber sido rellenos sin control y corresponder a singularidades de mayor demanda sísmica. En este contexto, se decidió investigar si la presencia de estos sedimentos sueltos fue un factor influyente en los daños provocados por el terremoto del 27F. En la Figura 9a se presenta el mapa con los cursos de aguas naturales y artificiales. Los cursos artificiales son trazados en color rojo, mientras que los antiguos cursos naturales en color negro y los cursos naturales actuales en azul.

En la Figura 9b se presentan los daños en todas las estructuras y en la Figura 9c los daños severos. Se observa que los daños generales se concentrarían en primera instancia en dos zonas (A y B) y los daños severos podrían ser agrupados en las zonas 1, 2 y 3. No obstante, a excepción de pequeñas concentraciones de daños alrededor del Zanjón de La Aguada y el canal San Joaquín, es posible que los daños puedan ser más bien asociados a otros parámetros como la geología local.

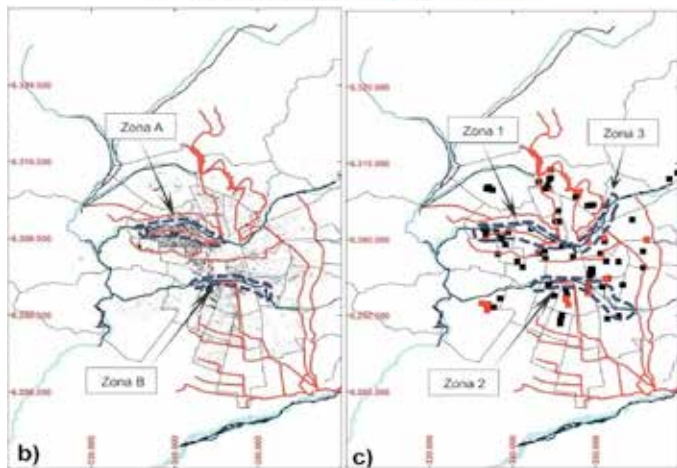


Figura 9: a) Antiguos cursos de agua, b) daños en todas las estructuras y c) daños severos

Frecuencia preponderante

Se utilizó el estudio de la respuesta sísmica de la cuenca de Santiago mediante el método de Nakamura desarrollado por Pastén (2007). En la Figura 10a se presenta la distribución de las frecuencias preponderantes de vibración emplazadas sobre la geología y la profundidad del basamento rocoso. Se observa que las zonas de bajas frecuencias (menores a 0.5 Hz), se presentan en tres sectores de la cuenca: en la zona norte alrededor del cerro Renca en comunas como Pudahuel y Cerro Navia, al este de la cuenca, en las comunas como de Ñuñoa y Peñalolén; y al sur del cerro Chena. Por su parte, las frecuencias entre 0.5 a 2 Hz se distribuyen en toda la cuenca y las zonas de mayores frecuencias, entre 5 a 10 Hz, se centran en la zona este de la línea imaginaria que une el cerro Renca y el cerro Chena. Adicionalmente, se observa que en la zona noroeste de la cuenca, constituida por suelos finos y cenizas volcánicas, se registran frecuencias fundamentales

menores a 2 Hz, y consistentemente, en esa zona, los sectores donde el basamento rocoso es más profundo, las frecuencias registradas fueron las más bajas (0.5 Hz). Por su parte, a pesar de que en las zonas con sedimentos más rígidos (unidad II) se registraron frecuencias altas, también se presentaron frecuencias bajas, incluyendo los sectores donde las rocas no son tan profundas. Lo anterior indicaría que existen depósitos de suelos que no son considerados en la geología superficial de la cuenca, o que existe una configuración geotécnica de sedimentos en profundidad compleja.

Con respecto a los daños en todas las estructuras, como se muestra en la Figura 10b se observa que dichos daños se concentraron mayoritariamente, en el caso de las viviendas, próximos a frecuencias fundamentales menores a 2 Hz. Respecto a las estructuras con daños severos éstas se ubicaron cercanas a frecuencias fundamentales variables entre 0 a 10 Hz.

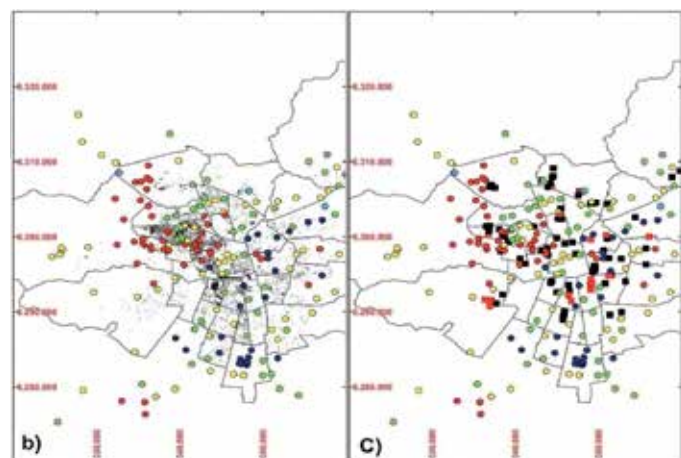
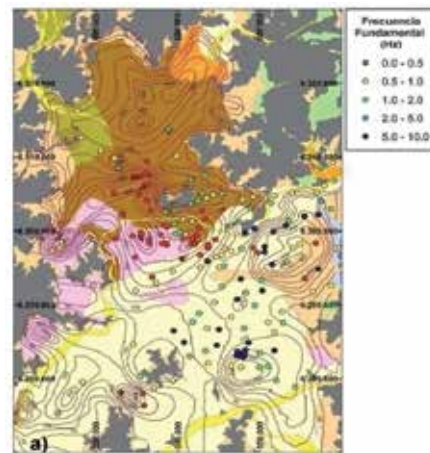


Figura 10: a) Frecuencias fundamentales, b) daños estructuras categoría A y B y c) daños severos

Conclusiones

De acuerdo a los resultados obtenidos, resulta posible plantear las siguientes conclusiones:

Parámetros de la cuenca de Santiago, como profundidad del nivel freático, topografía de superficie, distribución de frecuencias de vibración preponderantes y profundidad del basamento rocoso, en forma individual, no fue posible correlacionarlos directamente con la distribución de los daños observados.

Respecto a la geología superficial de la cuenca, los mayores daños se ubicaron sobre depósitos de suelos finos (unidad VII) y ceniza volcánica (unidad VI). Asimismo, se evidenció una concentración de daños irreparables en la zona final de la lengüeta de la unidad IIIa, caracterizada en su tramo final por depósitos de suelos finos. Por lo tanto, se propone que la unidad IIIa abarcaría una extensión mayor hacia el sur de la cuenca. En consecuencia, se concluye que los depósitos de suelos finos y ceniza volcánica generaron una amplificación sísmica con una mayor demanda a las estructuras y por consiguiente, provocando un daño mayor. Adicionalmente, algún grado de correlación se observa entre la concentración de daños y algunos cauces de aguas superficiales como el Zanjón de La Aguada y el Canal San Joaquín. No obstante, podría deberse a la extensión de la lengüeta IIIa.

Por otro lado, se puede identificar una diferencia importante de daños al este y oeste de la falla del cerro Renca, cuyo trazado podría re-interpretarse más al este, siendo así posible explicar la diferencia de daños, debido a que el basamento rocoso al este y oeste de la falla pertenecen a formaciones geológicas distintas, y por tanto, existiría una diferencia de rigidez que podría ser la responsable de los daños. Esta hipótesis requiere en definitiva mayor investigación.

Agradecimientos

Los autores agradecen a las 32 Municipalidades de la Provincia de Santiago por la entrega de información con la cual se pudo realizar el catastro de 11265 obras con daños estructurales producto del 27F. Asimismo, agradecer a la Biblioteca Nacional por su ayuda en encontrar antiguos mapas de la Región Metropolitana.

Referencias

- Araneda, M., Avendaño, M. y Merlo, C. (2000). Modelo gravimétrico de la cuenca de Santiago, etapa III final. IX *Congreso Geológico de Chile*, Puerto Varas, Chile, 2, 404-408
- Fernández, J.C. (2003). Respuesta sísmica de la cuenca de Santiago. Servicio Nacional de Geología y Minería. Carta Geológica de Chile. Serie Geología Ambiental N°1.
- Fernández, J.C. (2001). *Estudio geológico-ambiental para la planificación territorial del sector Tilttil - Santiago*. Memoria de título, Universidad de Chile
- Fock, A. (2005). Cronología y tectónica de la exhumación en el Neógeno de Los Andes de Chile Central entre los 33° y los 34° S. Tesis de Magíster, Universidad de Chile.
- INE Y CELADE (2002). División de Población de la CEPAL e Instituto Nacional de Estadísticas de Chile INE. Chile Censo de Población y Vivienda 2002
- Leyton, F., Sepúlveda, S., Astroza, M., Rebolledo, S., González, L., Ruiz, R., Fonca, C., Herrera, M. y Lavado, J. (2010). Zonificación sísmica de la cuenca de Santiago. *X Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica*. ACHISINA, Santiago
- Milovic, J.J. (2000). *Estudio geológico-ambiental para el ordenamiento territorial de la mitad sur de la cuenca de Santiago*. Memoria de título, Universidad de Concepción
- Nichols, G. (2009). *Sedimentology and Stratigraphy*. Second Edition. Wiley - Blackwell, Oxford
- Pastén, C. (2007). *Respuesta sísmica de la cuenca de Santiago*. Tesis de Magíster, Universidad de Chile
- Rauld, R. (2002). *Análisis morfoestructural del frente cordillerano Santiago Oriente, entre el río Mapocho y quebrada de Macul*. Memoria de título, Universidad de Chile
- Sellés, D. y Gana, P. (2001). Geología del área de Talagante-San Francisco de Mostazal, regiones Metropolitana de Santiago y del Libertador General Bernardo O'Higgins. Servicio Nacional de Geología y Minería. Carta Geológica de Chile. Serie Geológica Básica, N°74
- Valenzuela, G. (1978). Suelo de Fundación de Santiago. Instituto de Investigaciones Geológicas. Boletín N°33
- Wall, R., Sellés, D. y Gana, P. (1999). Área Tilttil-Santiago, Región Metropolitana. Servicio Nacional de Geología y Minería. Mapas Geológicos N°11



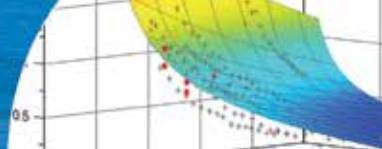
Ensayos in situ y de laboratorio

- Dilatómetro Sísmico
- Velocidad de ondas de corte
- Cono dinámico
- Placa de carga
- Veleta de corte

- Bender elements
- Clasificación
- Corte directo
- Compactación
- Consolidación
- Triaxial

- Compresión prismática
- Extracción de testigos
- Flexotracción
- Ultrasonido





Importancia de la velocidad de onda de corte y del período predominante para la evaluación de la respuesta de sitio en Santiago

The importance of the shear wave velocity and the predominant period for the evaluation of the site response in Santiago

Fecha de entrega: 16 de diciembre 2014

Fecha de aceptación: 6 de abril 2015

Cristian Godoy¹, Lenart González² y Esteban Sáez³

¹ SRK Consulting, Vitacura 2939, piso 5, Las Condes, Santiago, Chile, cgodoy@srk.cl

² IDIEM, Universidad de Chile, Plaza Ercilla 883, Santiago, Chile, lenart.gonzalez@idiem.cl

³ Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, P. Universidad Católica de Chile, Vicuña Mackenna 4860, Macul, Santiago, Chile, esaez@ing.puc.cl

Este artículo presenta los resultados del estudio de respuesta sísmica en diferentes sitios de Santiago realizado con el método lineal-equivalente. Para lo anterior, se desarrolló una metodología que permite establecer perfiles “equivalentes” de V_s hasta el contraste de impedancia predominante de profundidad mayor a 100 m, utilizando mediciones superficiales de V_s y de período predominante mediante la técnica de Nakamura o HVR. Una vez obtenidos los perfiles a analizar, se comparó la respuesta modelada con la real, obtenida a partir de registros sísmicos de eventos de M_w variable entre 4.0 y 8.8, obteniéndose una representación adecuada. Finalmente, se realizó un estudio paramétrico de respuesta de sitio considerando la variación de la profundidad y la estratigrafía de la cuenca de Santiago. Los resultados evidencian la importancia de utilizar el período predominante en conjunto con el V_s para una caracterización dinámica adecuada de los sitios estudiados.

Palabras clave: velocidad de onda de corte, período predominante, respuesta de sitio, método lineal-equivalente

This article presents the results of a seismic response study of different sites in Santiago conducted with the equivalent linear method. A methodology was developed to determine “equivalent” profiles of V_s up to the predominant impedance contrast (more than 100 m of depth), using shallow measurements of V_s and the predominant period through the Nakamura’s technique or HVR. Once the profiles to be analyzed were obtained, the real and the modelled responses were compared for seismic events with M_w ranging from 4.0 to 8.8, yielding to an adequate representation. Finally, a parametric analysis of site response was performed considering the variation of the depth and stratigraphy across the Santiago basin. The trends of the seismic response evidence the importance of using the predominant period alongside the V_s for an adequate dynamic characterization of the studied sites.

Keywords: shear wave velocity, predominant period, site response, equivalent-linear method

Introducción

El terremoto del 27 de febrero del año 2010 es considerado uno de los más grandes eventos sísmicos de la historia. Su efecto ocasionó grandes daños que se extendieron desde la región de la Araucanía hasta la de Valparaíso. Esto trajo consigo la necesidad de reevaluar ciertos aspectos de la práctica nacional para mejorar y optimizar los diseños de

ingeniería. En este ámbito se generó una discusión sobre la normativa vigente de diseño sísmico de estructuras y en particular sobre el sistema de clasificación sísmica de suelos (Norma NCh 433 of. 1996 mod. 2009). Lo expresado anteriormente motivó la realización de una investigación tendiente a mejorar el conocimiento de la respuesta de sitio, en este caso, en la cuenca de Santiago.

Específicamente, se analizaron los parámetros que pueden influir en la respuesta de sitio y que podrían ser utilizados para mejorar el sistema de clasificación actual. Para lo anterior, se analizó el comportamiento de distintos sitios ubicados en la cuenca de Santiago utilizando el método lineal-equivalente, para determinar si el parámetro de clasificación actual (velocidad de onda de corte promedio en los primeros 30 m o V_{s30}) es adecuado y suficiente para modelar la respuesta en superficie, y de lo contrario complementarlo con, por ejemplo, el período predominante T_0 del sitio para mejorar las predicciones.

Metodología

La metodología seguida consistió en la selección de los sitios a estudiar, registros sísmicos a utilizar, determinación de perfiles unidimensionales de velocidad de onda de corte V_s para los sitios escogidos, verificación de la capacidad de predicción del método lineal-equivalente y el análisis de respuesta sísmica para distintos sitios en la cuenca de Santiago, identificando tendencias para los parámetros de clasificación de sitio estudiados.

Selección de sitios

El criterio para la selección de sitios dentro de la cuenca de Santiago corresponde a la presencia de una estación de monitoreo acelerográfico y contar con, al menos, una medición de V_s cercana. Si bien disponer de mediciones de período predominante y descripciones estratigráficas era deseable, estos factores no fueron considerados como determinantes para la elección. Con este criterio en vista, los sitios seleccionados correspondieron a las estaciones de Santiago Centro, Maipú y Puente Alto, pertenecientes a RENADIC; Quilicura, Pudahuel y La Reina, pertenecientes a la red SMASCH de la PUC; y finalmente la estación Antumapu, correspondiente al Servicio Sismológico Nacional SSN. La ubicación de las estaciones se presenta en la Figura 1. Estas estaciones se distribuyen a través de toda la zona urbana de la cuenca de Santiago y se sitúan sobre las distintas unidades geológicas presentes en ella. El detalle de la información utilizada se puede encontrar en Godoy (2013).

Los registros en las estaciones en roca y en los sitios de estudio fueron aportados por Universidad de Chile

(RENADIC), P. Universidad Católica (red SMASCH), Servicio Sismológico Nacional y SOCHIGE.

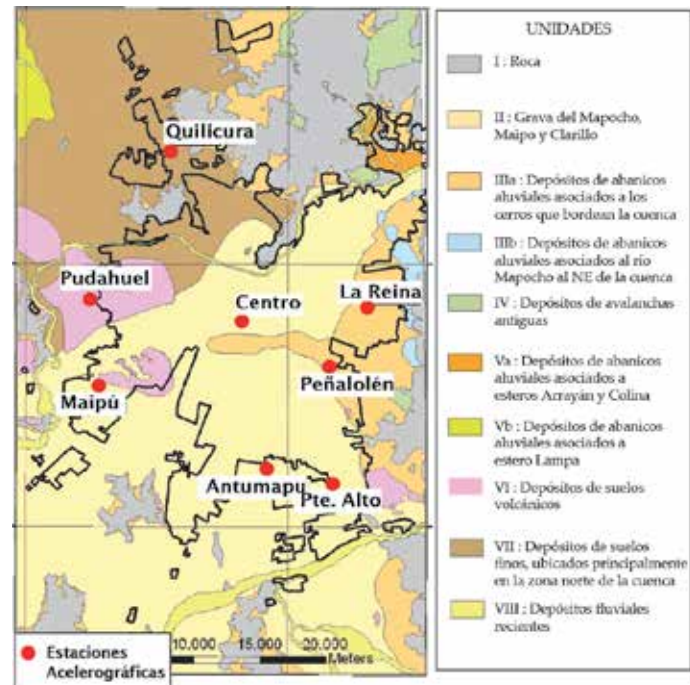


Figura 1: Estaciones acelerográficas seleccionadas y mapa de depósitos de suelos de Santiago (Leyton *et al.*, 2011)

Selección de registros sísmicos

Los registros sísmicos seleccionados para el estudio se pueden agrupar en dos casos:

Caso I: corresponde a distintos registros del terremoto del 27 de febrero del 2010 ($M_w = 8.8$), obtenidos en distintas estaciones acelerográficas ubicadas en roca. La respuesta en suelo, en este caso, es medida por las estaciones Antumapu, Maipú, Puente Alto, Peñalolén y Santiago Centro.

Caso II: corresponde a distintos eventos de baja a mediana magnitud (variable entre 4.5 y 6.9) registrados en la estación Cerro Santa Lucía (del SSN) ubicada en roca. La respuesta en suelo, para este caso, fue medida en las estaciones Quilicura, La Reina, Pudahuel y Antumapu.

Las Figuras 2 y 3 muestran la distribución espacial de las estaciones donde fueron registrados los eventos en cada caso, así como los gráficos tiempo-historia de cada uno de los registros.

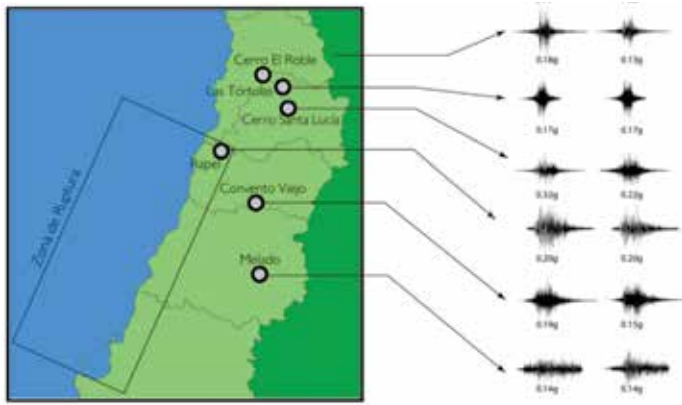


Figura 2: Registros y ubicación de estaciones acelerográficas en roca para el caso I

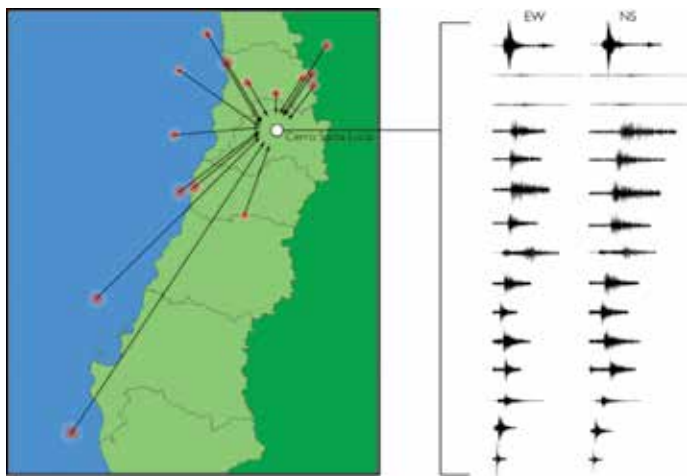


Figura 3: Registros y ubicación de la estación acelerográfica en roca para caso II

Determinación de perfiles unidimensionales

Si bien el requisito de selección de sitios consistió en disponer de mediciones in situ de V_s , estos datos no son suficientes para caracterizar el perfil completo de suelo hasta la roca. Por lo anterior, se debió recurrir a una metodología alternativa que permitiera extender los perfiles de V_s hasta el contraste de impedancia predominante o roca “aparente”. La metodología consiste en determinar un perfil “equivalente” a través de una calibración con el período predominante del suelo, la profundidad al basamento y la estratigrafía predominante de la zona, según se presenta en la Figura 4. En los sitios que no se disponía de información del período T_0 y/o de estratigrafías, estos parámetros fueron interpolados de puntos de mediciones cercanos (Godoy, 2013).

Los datos de profundidad del basamento rocoso fueron obtenidos a partir de mediciones gravimétricas de Araneda *et al.* (2000). Lo anterior es utilizado bajo la hipótesis de que el período predominante corresponde para estos casos al fundamental, de forma que el contraste de impedancia que define el período de vibrar predominante del sitio coincide con el período hasta la roca. Bajo esta hipótesis, es adecuado utilizar para la calibración la combinación del período predominante con la profundidad gravimétrica. Como se mencionó anteriormente, el perfil “equivalente” corresponde a aquél que mejor interpreta el período predominante, es decir, el período de vibración del sitio a bajas deformaciones. Por lo tanto, es correcto determinar esta respuesta a través de un análisis lineal-elástico del suelo. Estos análisis se realizaron sobre perfiles de prueba, los cuales son obtenidos completando el perfil de V_s para las profundidades donde no se conoce, asumiendo un crecimiento de V_s con la profundidad, según la siguiente expresión:

$$V_s(z) = kz^\alpha \quad (1)$$

donde k es una constante de ajuste, z es la profundidad y α varía entre 0 y 0.25 dependiendo del tipo de material. V_s del basamento rocoso ha sido asumido constante e igual a 2000 m/s. De esta forma, se generan diferentes perfiles que entregan diferentes respuestas en bajas deformaciones y, por ende diferentes períodos predominantes. El perfil equivalente para el sitio en estudio corresponde a aquél con el T_0 más cercano al medido o estimado para éste. Lo anterior se muestra gráficamente en la Figura 5.

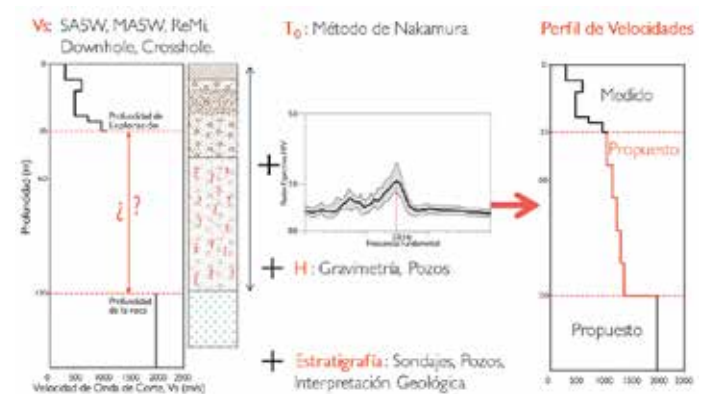


Figura 4: Metodología para la elaboración de perfiles de V_s equivalentes

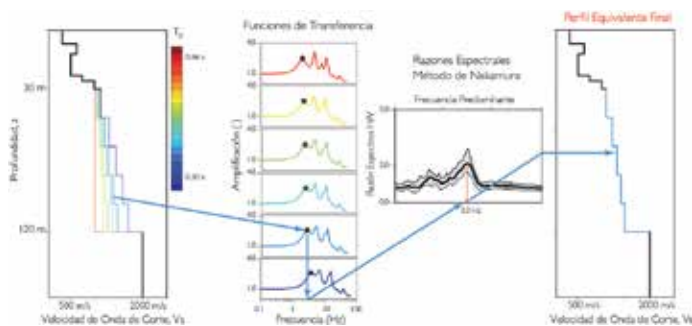


Figura 5: Ejemplo de elaboración de perfiles de prueba y selección del perfil equivalente final

En los sitios Peñalolén y Santiago Centro, el espectro de Nakamura se presentó con forma plana, no pudiéndose identificar claramente un período predominante. Para estos casos, y para no desperdiciar la información proveniente de estos perfiles, se asumieron tres períodos predominantes para cada uno, los cuales serán evaluados si corresponden o no más adelante. La Tabla 1 resume la información relevante de cada uno de los casos considerados.

Tabla 1: Resumen de propiedades de los perfiles analizados

Perfil	T_0 , s	V_s , m/s	V_{s30} , m/s	H , m
Peñalolén	0.8*	663*	415	170
	1.0*	590*		170
	1.3*	605*		220**
Antumapu	1.0	744*	428	220
Puente Alto	1.0	847*	480	145
Santiago Centro	0.1*	1112*	641	100
	0.3*	981*		100
	0.5*	905*		130**
Maipú	0.4	890*	478	120
Quilicura	1.0	445*	360	125
La Reina	1.8	776*	446	400
Pudahuel	2.1	714*	523	400

* Dato estimado, el resto proviene de mediciones reales o interpolación de mediciones reales. V_s y V_{s30} corresponden a los V_s promediados (media armónica) en todo el depósito de suelo y hasta los primeros 30 m, respectivamente. H corresponde a la profundidad aproximada del basamento, obtenida de interpolación de las curvas de gravimetrías de Araneda *et al.* (2000).

** Estas profundidades fueron ajustadas para que el perfil entregara el T_0 correspondiente.

Finalmente, con base en la información estratigráfica asociada a cada sitio, se asigna a cada tipo de material su correspondiente curva de degradación de módulo de corte, curva de amortiguamiento en función de la deformación angular y densidad. Lo anterior se realiza con valores

obtenidos de la literatura (Aghaei Araei *et al.*, 2010; Seed e Idriss, 1970; Vucetic y Dobry, 1991).

Verificación del método lineal-equivalente

Una vez que se elaboraron los perfiles unidimensionales, se determinó la respuesta a través del método lineal-equivalente, utilizando los sismos de entrada mencionados anteriormente. La respuesta obtenida de esta forma fue comparada con la respuesta real medida en cada sitio a través del coeficiente de eficiencia de Nash y Suttcliffe (1970), tanto de forma individual para cada sismo, así como la eficiencia promedio del grupo de sismos utilizados. Para las comparaciones antes descritas, se utilizó el espectro de respuesta, debido a que incorpora información de amplitud, duración y contenido de frecuencias del sismo en una sola curva. La Tabla 2 muestra los valores máximos, mínimos y promedio (mediana) de las eficiencias de cada grupo para el Caso I. El coeficiente de eficiencia puede variar entre $-\infty$ y 100%, en general, eficiencias sobre 0% se consideran aceptables (Moriassi *et al.*, 2007). La Figura 6 muestra los espectros de respuesta obtenidos. Es posible observar un muy buen ajuste en la mayoría de los casos, a excepción del sitio de Santiago Centro, donde si bien existe un espectro de respuesta muy similar al real, el comportamiento del grupo se aleja bastante de las mediciones para los tres períodos seleccionados.

Tabla 2: Coeficientes de eficiencia de Nash-Suttcliffe. Caso I.

Estación	Mínima, %	Máxima, %	Mediana, %
Peñalolén	-26	79	24
Antumapu	-53	79	45
Puente Alto	23	82	57
Maipú	2	87	50
Santiago Centro	-441	68	10

Para el caso de Peñalolén, el perfil estimado que entregó mejor ajuste fue aquél con un período predominante de 0.8 s, por otra parte para la estación Santiago Centro fue el de 0.3 s. Sin embargo, como se comentó anteriormente, el segundo caso presenta grandes deficiencias en cuanto al ajuste para el grupo de sismos seleccionados, lo cual puede deberse al bajo contraste de impedancias del sitio, dificultando su caracterización a través de un período predominante.

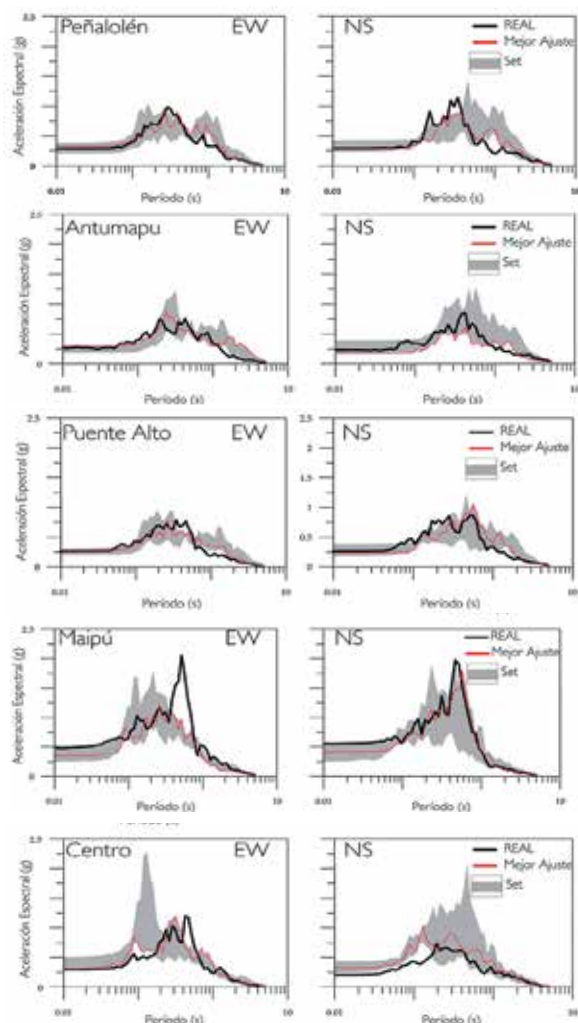
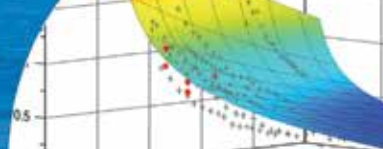


Figura 6: Espectros de respuesta modelados y reales para las estaciones estudiadas. Caso I

La Figura 7 presenta los resultados de las eficiencias para las distintas estaciones en suelo del Caso II. Es posible apreciar que los resultados arrojan muy buenos ajustes entre la modelación lineal-equivalente y la respuesta real, obteniéndose un 40% de los casos evaluados con eficiencias sobre 50%, y 70% de los casos sobre 0%.

Con respecto a estos resultados, es posible comentar que considerando las incertidumbres asociadas, tanto a los perfiles como a los sismos de entrada, los cuales están relacionados a estaciones distantes de los sitios estudiados, y que además, no existió calibración de las propiedades del suelo; el método lineal-equivalente es capaz de interpretar, en gran parte de los casos, de manera adecuada la respuesta en superficie. Sin embargo, es muy importante contar con una buena caracterización del sitio de estudio, principalmente en cuanto a la determinación del V_s y T_0 .

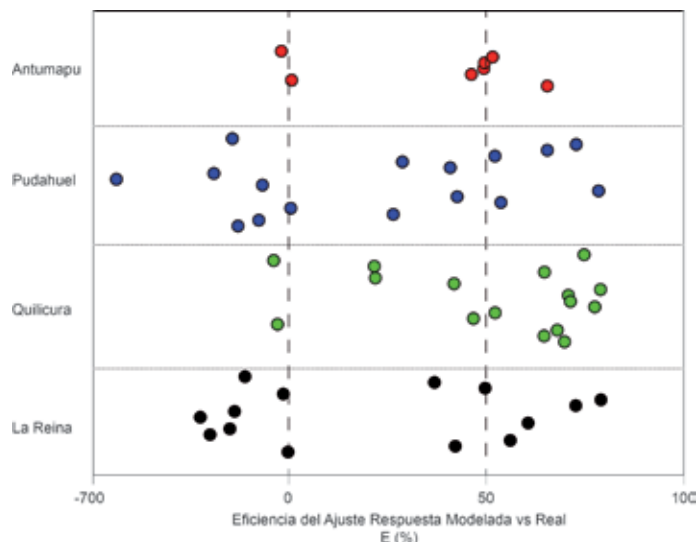


Figura 7: Eficiencia del ajuste caso II

Análisis paramétrico para la cuenca de Santiago

Finalmente, se realizó un análisis de respuesta de sitio paramétrico, sobre la base de los perfiles seleccionados y asumiéndolos representativos del sector en el que se ubican. La metodología consistió en mantener los primeros 50 m de cada perfil constante y a partir de eso, generar diferentes perfiles, de profundidad hasta el basamento variable entre 50 m y 500 m, obteniéndose así perfiles con distinto V_s promedio (idéntico V_{s30}) y distinto T_0 . La Figura 8 esquematiza lo mencionado anteriormente.

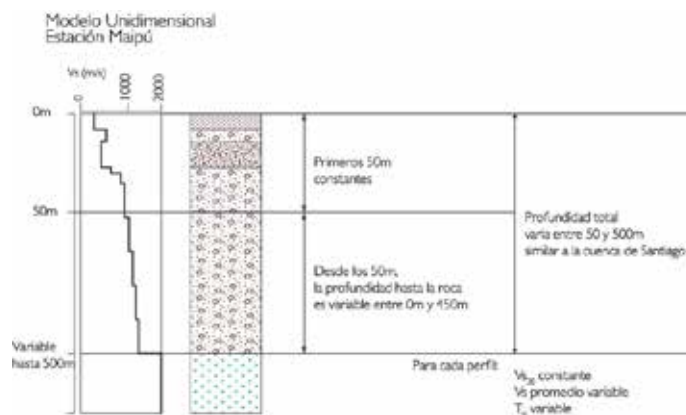


Figura 8: Esquema de la metodología de generación de perfiles generalizados para Santiago

Posteriormente, se procedió a realizar un análisis de respuesta de sitio a través del método lineal-equivalente para cada uno de estos perfiles y se identificaron las tendencias con distintos indicadores de la severidad de

la respuesta (aceleración espectral máxima, intensidad de Arias, factor de amplificación promedio); de esta forma se obtuvo una correlación clara entre el V_{s30} en conjunto con el período predominante y estos indicadores. Esta correlación no pudo ser conseguida utilizando sólo V_{s30} o T_0 por separado, tal como se muestra en la Figura 9. Los resultados encontrados en esta etapa indican la importancia para la clasificación sísmica de sitio de la incorporación de un parámetro que dé cuenta de las características dinámicas de todo el perfil como el período predominante y no tan solo de los 30 m superiores. La Figura 10 esquematiza un ejemplo de cómo esto podría ser incorporado en las normativas, a partir de la tendencia observada en la Figura 9.

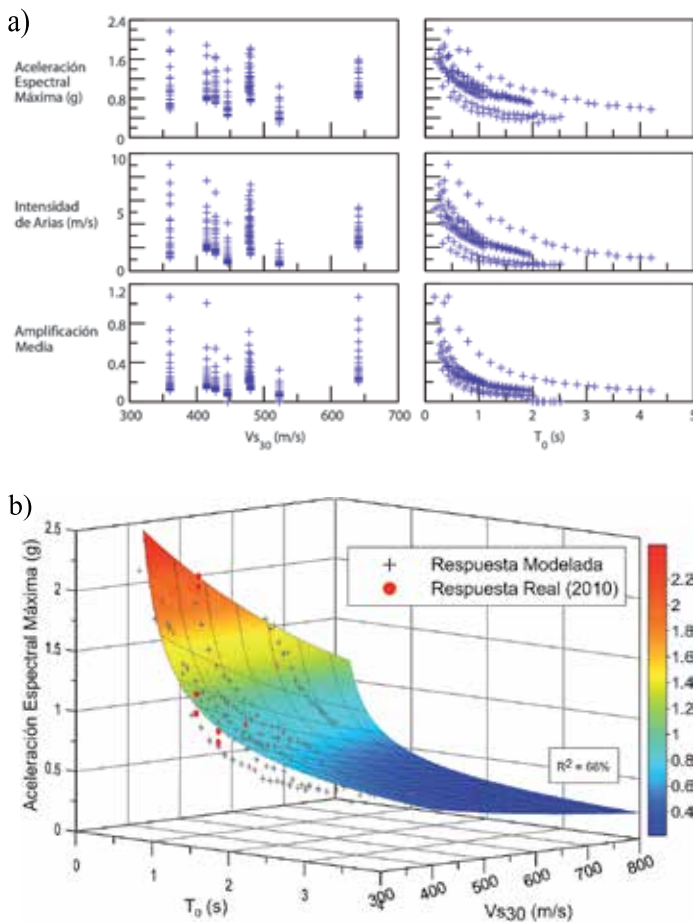


Figura 9: Tendencia de la respuesta de sitio utilizando V_{s30} y T_0 a) por separado y b) juntos

Conclusiones

El presente trabajo demuestra la correlación que existe entre la respuesta sísmica de un sitio y el conjunto de parámetros formado por el V_{s30} y el período predominante. A partir de lo anterior, se destaca la importancia que tiene incluir el

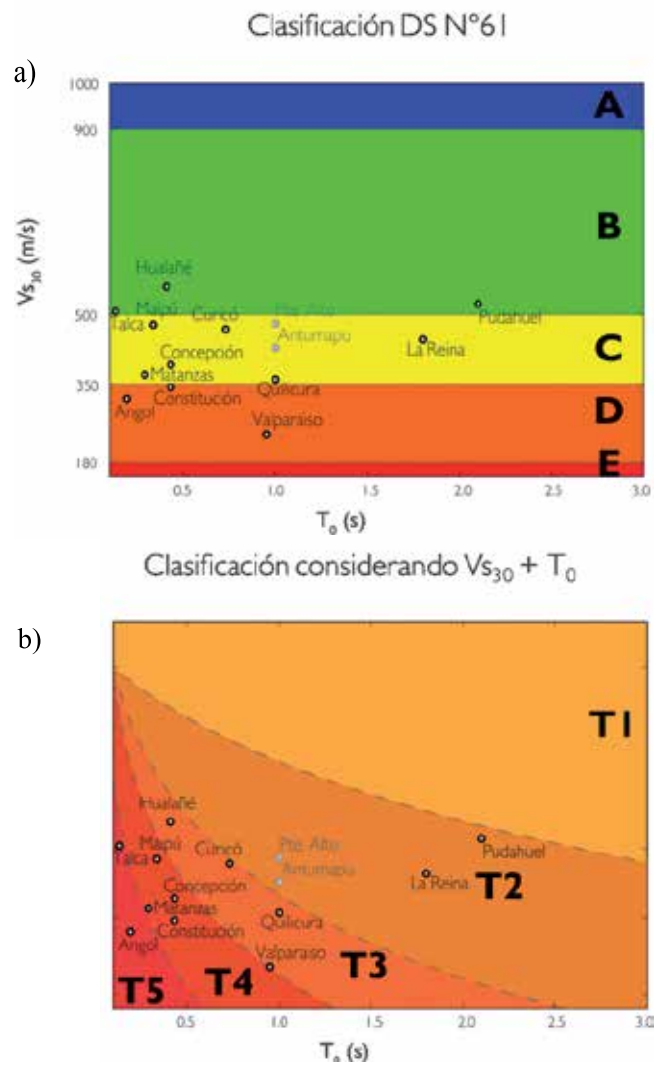
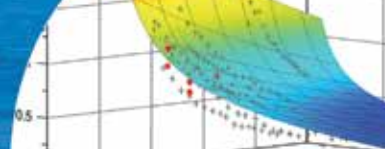


Figura 10: a) Sistema de clasificación actual (DS N°61, 2011) y b) ejemplo de clasificación utilizando V_{s30} y T_0

período en futuros sistemas de clasificación sísmica de suelos. También fue posible analizar adecuadamente la respuesta sísmica en la cuenca de Santiago a través del método lineal-equivalente. Esto podría ser generalizado a otras cuencas de similares características, es decir, formadas por suelos relativamente rígidos y con nivel freático profundo (o bien, con generación de presiones de poros despreciable).

Adicionalmente, se entregó una metodología para estimar un perfil “equivalente” de V_s para depósitos más profundos donde no sea posible estimar la velocidad de ondas de corte hasta la roca basal. Se destaca la importancia de una buena caracterización de sitio para la realización de este tipo de estudios, en particular, definir el periodo predominante de manera adecuada. Todo lo anterior puede ser implementado



como herramienta para estudios de microzonificación sísmica y estudios de riesgo sísmico locales.

Finalmente, cabe destacar, que en el proceso de calibración de los perfiles equivalentes, se asumió que el período predominante coincide con el período fundamental, aceptando que es posible utilizar la gravimetría para definir la profundidad al basamento. Sin embargo, y a pesar de que la mayoría de los perfiles calibrados entregaron resultados satisfactorios, pueden existir casos en que esta hipótesis entregue resultados inadecuados. Del mismo modo, la velocidad de onda de corte de la roca, que en este trabajo fue asumida constante e igual a 2000 m/s, puede tener influencia en los resultados de la calibración y posteriores análisis de respuesta de sitio.

Referencias

- Aghaei Araei, A., Razeghi, H.R. and Tabatabaei, S.H. (2010). Dynamic properties of gravelly materials. *Scientia Iranica, Transaction A: Civil Engineering* 17(4), 245–261
- Araneda, M., Avendaño, M. y Merlo, C. (2000). Modelo gravimétrico de la cuenca de Santiago, etapa III final. *IX Congreso Geológico de Chile*, Puerto Varas, 2, 404-408
- DS 61 (2011). Decreto Supremo N°61. Diario Oficial de la República. Cuerpo I-8. Martes 13 de Diciembre de 2011. MINVU
- Godoy, C. (2013). *Estudio de la respuesta de sitio en Santiago mediante el método lineal equivalente*. Tesis MSc, Universidad de Chile
- Leyton, F., Sepúlveda, S., Astroza, M., Acevedo, P., Ruiz, S., González, L. and Foncea, C. (2011). Seismic zonation of the Santiago Basin, Chile. *5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Santiago, Chile
- Moriassi, D.N., Arnold, J.G., Van Liew, M.W., Bingner, R.L., Harmel, R.D. and Veith, T.L. (2007). Model evaluation guidelines for systematic quantification of accuracy in watershed simulations. *Transactions of the Asabe* 50, 885-900
- Nash, J.E. and Sutcliffe, J.V. (1970). River flow forecasting through conceptual models; Part I, a discussion of principles. *Journal of Hydrology* 10, 282–290
- NCh 433 of. 1996 (2009). Diseño sísmico de edificios. Instituto Nacional de Normalización
- Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1970). Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses. EERC, University of Berkeley
- Vucetic, M. and Dobry, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(1), 89–107

Suelos - Hormigones - Asfaltos

- Equipos Triaxiales
- Equipos de Corte Directo
- Consolidómetros
- CBR
- Equipos Marshall
- Equipos Casagrande
- Martillos Esclerométricos
- Permeabilímetros
- Permeámetros
- Prensas de Hormigón Digital Hasta 3000 kN
- Compactadores
- Accesorios para equipos Triaxial
- Airímetros
- Balanzas digitales, etc.



Ofrecemos asesoría, garantía, instalación y capacitación en terreno. Actualmente tenemos Equipos Humboldt funcionando en importantes empresas y Universidades tales como: Universidad Católica de la Santísima Concepción, IDIEM, EMPRO, LIEM, CESMEC, Universidad Autónoma de Talca, Universidad Santa María, Universidad de la Serena, U.D.P, Universidad Andrés Bello, DUOC, Universidad de los Andes, USACH, Universidad Adolfo Ibáñez, UDD, etc.

Estaremos presentes en CONEXPO LATINOAMERICA del 21-24 de Octubre de 2015 en Espacio Riesco de Santiago

Portugal 1656 Santiago - Fono: 25566170 - Fax: 25545100 - Email: ventas@cotecno.cl - www.cotecno.cl



Más de 30 años

1984 - 2015



Nuestra misión es entregar servicios de Laboratorio e Ingeniería de alta calidad técnica, a valores competitivos, generando lazos de confianza con nuestros clientes, que se mantengan en el tiempo.

Servicios:

- Laboratorio de Suelos y Asfalto
- Proyectos de Ingeniería Civil (Geotecnia, Vial, Estructural e Hidráulica)
- Inspección Técnica de Obras Viales

Análisis numérico de la respuesta sísmica de excavaciones sostenidas con muro Berlinés en arena

Numerical analysis of the seismic response of excavations supported by soldier pile walls in sand

Fecha de entrega: 5 de noviembre 2014

Fecha de aceptación: 20 de abril 2015

Mauricio Jara¹, Felipe Villalobos², Gonzalo Corral³ y Óscar Taiba⁴

¹ Macrosteel - Soluciones Integrales de Ingeniería, Chacabuco 485, 5to piso, Concepción, Chile, mjara@macrosteel.cl

² Laboratorio de GeoMateriales, Universidad Católica de la Santísima Concepción, Alonso de Ribera 2850, Casilla 297, Concepción, Chile, avillalobos@ucsc.cl

³ ITASCA S.A., Dr. José Luis Aguilar 1178, Providencia, Santiago, Chile, gonzalo.corral@itasca.cl

⁴ Ferrara - Proyectos Especiales, Rengo 1270, Ñuñoa, Santiago, Chile, oscartaiba@ferrara.cl

Se presenta un análisis de respuesta sísmica de excavaciones usando un programa comercial de elementos finitos que considera la interacción suelo-muro y el efecto de las etapas constructivas en arena Bío Bío durante el evento sísmico del 27F/2010. Los resultados permiten concluir que puntos ubicados en el perímetro superior de la excavación pueden alcanzar valores de aceleración artificial máxima cercanos a 0.52g y factores de amplificación cercanos a 10, con desplazamientos horizontales relativos mayores a 20 mm. Los espectros de respuesta artificiales obtenidos muestran variaciones pequeñas en el periodo fundamental del sistema hasta una profundidad de 12 m. Finalmente, el uso del parámetro A_r recomendado por la normativa nacional NCh3206 (2010) resulta razonable para excavaciones no superiores a 5 m y para aquellas que superan los 10 m el efecto destructivo del sismo se ve incrementado por el contexto geotécnico local y perturbaciones del sistema analizado.

A seismic response analysis of an excavation using a finite elements commercial program which considers the soil-wall interaction and the construction sequence effect, is presented for Bío Bío sand during the 27F/2010 earthquake. Results allow the conclusion that points around the excavation surface perimeter can reach maximum artificial acceleration values close to 0.52g and amplification factors close to 10, with relative horizontal displacements larger than 20 mm. The artificial response spectra obtained show small variations of the system fundamental period up to a depth of 12 m. Finally, it seems reasonable the use of the A_r parameter recommended by the national norm NCh3206 (2010) for excavation depths not deeper than 5 m. However, for excavations deeper than 10 m the seismic damage can increase due to the local geotechnical conditions and perturbations of the analyzed system.

Palabras clave: respuesta sísmica, muro Berlinés, elementos finitos, excavación, arena Bío Bío

Keywords: seismic response, soldier pile wall, finite elements, excavation, Bío Bío sand

Introducción

En la actualidad se desarrollan cada vez más proyectos que requieren de excavaciones profundas en medio de las ciudades. Lo anterior implica que tanto el diseño y construcción se vuelven aún más complejos por lo restringido del espacio de trabajo y por las altas demandas de seguridad de las estructuras aledañas. El presente trabajo se enfoca en el análisis de excavaciones sostenidas con muros Berlinés anclados en suelos arenosos de la

ciudad de Concepción. Las recomendaciones nacionales actuales (NCh3206, 2010) proponen evaluar la acción sísmica sobre estructuras de retención flexibles a través de empujes uniformes directamente proporcionales a la máxima aceleración del suelo A_0 . Esta demanda puede ser reducida a una aceleración A_r en función del tipo de suelo y de la magnitud admitida para el desplazamiento post sismo del muro. La interacción sísmica suelo-muro asociada a los desplazamientos, es abordada de manera indirecta mediante

el factor de reducción α , que se obtiene aplicando la metodología del bloque deslizante propuesta por Newmark (1965). El empleo de estas recomendaciones ha tenido un comportamiento aceptable, pero a su vez tiende a omitir factores propios de la zona de estudio como amplificación dinámica, etapas constructivas y desplazamientos acumulados. Mayormente para el análisis de estos casos se utilizan métodos pseudo-estáticos de equilibrio límite, los cuales no permiten estimar campos de deformaciones ni de tensiones del suelo alrededor de la excavación, de ahí surge la necesidad de usar métodos numéricos, que permitan evaluar de mejor manera la interacción dinámica entre una estructura y el suelo. Este trabajo propone investigar mediante análisis dinámicos el comportamiento sísmico de excavaciones con profundidades superiores a 10 m.

Metodología

Se elabora un modelo numérico basado en el método de elementos finitos MEF implementado en el programa computacional comercial Plaxis V8.2 (2010), utilizando las propiedades mecánicas y dinámicas de la arena Bío Bío. El registro de aceleraciones utilizado a nivel basal del modelo, es el del 27F/2010 en afloramiento rocoso de la Universidad Técnica Federico Santa María UTFSM, su elección obedece a la no existencia de un registro en roca en Concepción y resultados mediante el uso de deconvolución no satisfactorios para los registros superficiales del mismo

lugar. Se estima la respuesta artificial en el contorno de la excavación a través de puntos de control para cada etapa de construcción. La Tabla 1 presenta datos usados en el análisis correspondiente a cada estrato modelado. Estos datos fueron obtenidos principalmente a partir de una base de datos de sondajes realizados en el centro de la ciudad y ensayos de laboratorio (Mozó, 2012; Mozó *et al.*, 2012). También se utilizó una distribución de velocidades de ondas de corte V_s en función de la profundidad, correspondiente a un ajuste para mediciones realizadas con *bender elements* en arena Bío Bío (Ayala, 2013). Dicho ajuste es mostrado en la Figura 1 y su extrapolación para el nivel tensional correspondiente al depósito es presentado en la Figura 2. El basamento rocoso está compuesto principalmente por roca granítica, con profundidades variables dependiendo del sector de la ciudad, rango de profundidades obtenido mediante métodos geoelectrónicos con verificaciones de sondajes mecánicos superficiales que va desde 0 a 130 m (Gutiérrez, 1991).

Se utilizó el modelo constitutivo *Hardening Soil* para el comportamiento de la arena, el cual se enmarca dentro de la teoría de plasticidad de endurecimiento por deformación de corte, que incluye el endurecimiento por compresión (Plaxis V8.2, 2010; Shanz *et al.*, 1999). Se asumirá además un análisis no drenado que represente la generación de presión de poros. En relación a la condición de campo libre el modelo considera bordes absorbentes, una interfaz

Tabla 1: Valores de los parámetros usados en los análisis numéricos

Parámetro	H 1	H 2	H 3	H 4	H 5	H 6	H 7	H 8	H 9	H 10
Profundidad z, m	3.5	5.5	8.0	25.0	28.0	50.0	85.0	100.0	130.0	> 130
Espesor H, m	3.5	2.0	2.5	17.0	3.0	22.0	35.0	15.0	30.0	IND
Modelo del material	HS	HS	HS	HS	HS	HS	HS	HS	HS	LE
Comportamiento del material	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	NP
Peso unitario sumergido γ' , kN/m ³	8.2	9.2	10	10	10	10	10	10	10	26.5
Peso unitario γ , kN/m ³	18	19	20	20	20	20	20	20	20	26.5
Clasificación USCS	SM	SM	SP	SP	SP	SP	SP	SP	SP	RG
Módulo elástico E, MPa	161	199	239	349	361	418	493	519	563	55917
Módulo secante triaxial E_{50} , MPa	194	238	287	419	434	464	548	577	626	—
Módulo edométrico tangente E_{ed} , MPa	194	238	287	419	434	464	548	577	626	—
Módulo carga/descarga E_{ur} , MPa	581	715	860	1257	1303	1393	1645	1731	1879	—
Ángulo de fricción ϕ , °	33	37	42	42	42	42	42	42	42	> 45
Relación de Poisson ν	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.20	0.20	0.20	0.20	0.15
Módulo de corte máximo G_{max} , MPa	65	79	96	140	145	174	206	216	235	24312
Velocidad de ondas de corte V_s , m/s	188	203	217	262	266	292	318	326	339	> 3000
Velocidad de ondas de compresión V_p , m/s	325	351	375	453	462	477	519	532	554	> 4675
Coefficiente de permeabilidad k, m/s	1.4E-03	1.4E-03	8.0E-04	8.0E-04	8.0E-04	8.0E-04	8.0E-04	8.0E-04	8.0E-04	1.0E-10
Factor de reducción de resistencia R_{inter}	0.67	0.67	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	—

HS Hardening Soil, LE Lineal Elástico, ND No Drenado, NP No Poroso, IND Indefinido, RG Roca Granítica

entre el suelo y la estructura permite la compatibilidad de desplazamientos y además conserva una relación de aspecto máxima ancho/altura (260 m/130 m) igual a 2 (Figura 3). Esto permite desestimar reducciones de amplitudes para altas frecuencias y ampliaciones de estas mismas para frecuencias bajas (sismo) provocadas por relaciones mayores a 2, lo anterior en función de lo propuesto por Sharahi (2010) y Molina *et al.* (2008).

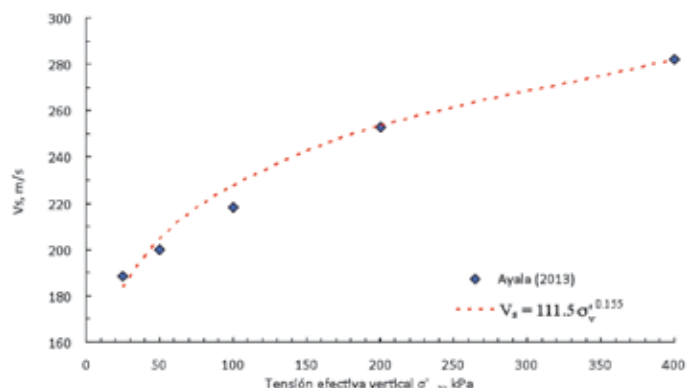


Figura 1: Ajuste de V_s versus tensión efectiva en arena Bío Bío con datos de ensayos con *bender elements* (Ayala, 2013)

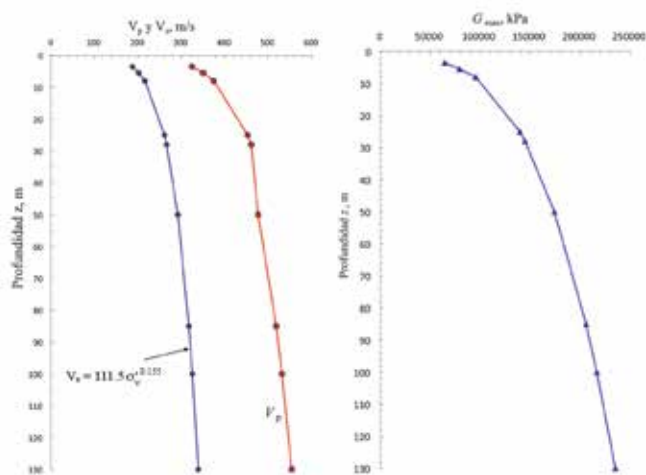


Figura 2: Variación en profundidad de a) V_s y V_p y b) del módulo de corte G_{max}

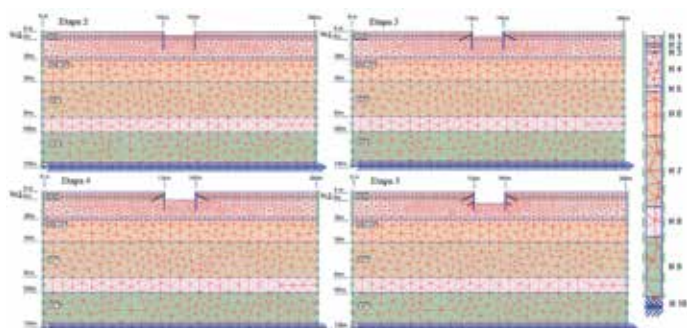


Figura 3: Etapas constructivas y sistema de elementos finitos utilizado

El modelo consta de 5 etapas, siendo la primera de ellas considerada sin retiro de material y a su vez como parámetro inicial de comparación; mientras que para las etapas 2, 3, 4 y 5 las profundidades de excavación son 3.5, 5.5, 8.0 y 12 m respectivamente (Figura 3). El espesor del muro Berlínés considerado es de 0.5 m, con rigideces en el orden de $5.94 \cdot 10^6$ kN/m (EA) y $0.13 \cdot 10^6$ kNm²/m (EI), la longitud de embebido es calculada para la etapa 5 ($z \geq 12$ m) según resoluciones analíticas y de equilibrio límite (Kranz, 1953), el valor obtenido es de 6 m implicando una longitud total de 18 m para el muro. Las zonas deslizantes del suelo detrás del muro indican que para realizar la etapa 3 de excavación ($z \geq 3.5$ m) el sistema necesita una primera línea de anclajes a una profundidad equivalente a 2/3 de la profundidad de excavación de la etapa 2 (2.33 m), con un ángulo de 23° con respecto a la horizontal del muro. Para la etapa 5 es necesaria una segunda línea de anclajes, la cual se dispone a una profundidad igual a 8 m con una inclinación idéntica a la primera línea. La longitud de los anclajes es en función de la extensión de la cuña deslizante, siendo de 14.5 m para la primera y 10 m para la segunda línea (Figura 4). Además la Figura 4 muestra los puntos de control para cada etapa de construcción (de A a J). Para estos análisis dinámicos se consideró simetría en la excavación, el nivel freático ubicado a 6 m de profundidad y además se desestimó la incorporación de cargas de superestructuras vecinas por considerarse un factor que haría aún más complejo la interpretación de resultados. Investigaciones posteriores tienen contemplado incorporar sobrecargas en el análisis.

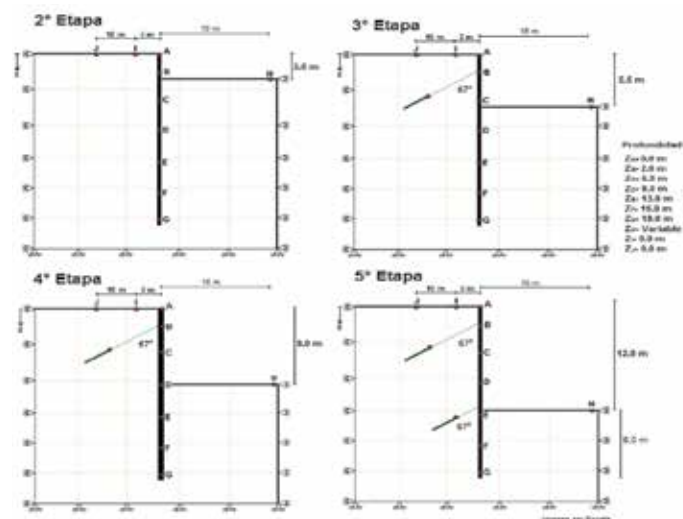


Figura 4: Ubicación de los puntos de control y etapas de excavación (sistema simétrico)

Se siguieron las recomendaciones de Kuhlmeier y Lysmer (1973) para acotar el tamaño máximo de los elementos finitos ($L_{max} \leq \lambda/5$) en función de la longitud de las ondas de corte y la frecuencia más representativa de la onda incidente ($\lambda \leq V_s/f$), esto para evitar la distorsión numérica del paso de las ondas a través del modelo. Se utilizará un valor aproximado para f igual a 6.25 Hz (ver Figura 5c) y un valor de V_s representativo para el depósito igual a 304 m/s, se sigue que el valor de longitud máxima para los elementos finitos asociado a estos parámetros es 9.8 m. La onda incidente utilizada será la componente transversal del registro de aceleraciones en afloramiento rocoso medido en la estación UTFSM correspondiente al terremoto 27F/2010. En la Figura 5 es mostrado el registro de aceleraciones y el espectro respuesta de pseudo-aceleraciones y de Fourier correspondiente para 5% de amortiguamiento, donde el amortiguamiento natural es de tipo histerético e independiente de la frecuencia. Para este análisis se ha utilizado un amortiguamiento mecánico del tipo Rayleigh, en donde la matriz de amortiguamiento es función de parámetros proporcionales a las matrices de masa y rigidez. La elección de estos parámetros fue realizada de modo de cubrir el rango de frecuencias más importante de la onda incidente utilizada, en este caso el rango de periodos más importante de la respuesta espectral para una razón de amortiguamiento de 5% está entre 0.1 y 0.5 s (ver Figura 5b).

Resultados del análisis

Aceleraciones artificiales

En la Figura 6a se compara el registro artificial en el punto A para el caso sin excavación y en el mismo punto para el caso de excavación en la 5ta etapa. El PGA para el caso sin excavación es de 0.43g mientras que para el caso con excavación sube a 0.52g, indicando un aumento de un 20% en la demanda sísmica y además superando la aceleración máxima A_0 en un 30%. La Figura 6b muestra la diferencia de aceleraciones entre los dos registros (sin y con excavación), donde la mayor diferencia está en el rango de tiempo entre 40 hasta 48 s.

Las aceleraciones máximas estimadas en cada punto de control sobre el muro son mostrados en la Figura 7 para cada etapa de excavación. Se observa que la aceleración máxima estimada en superficie en cada etapa constructiva

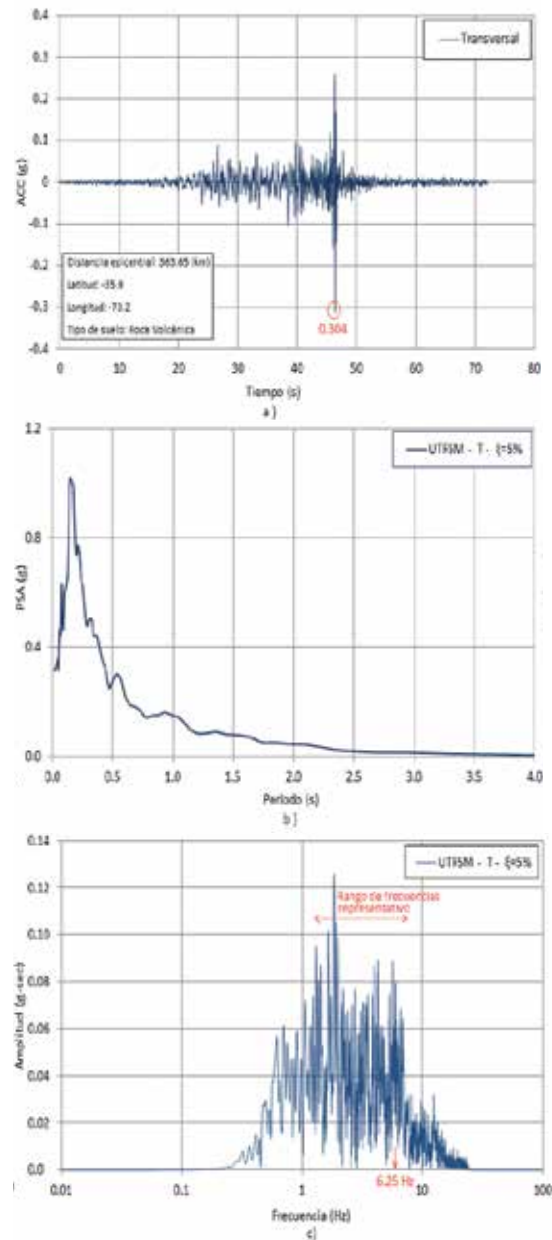


Figura 5: a) Registro de aceleraciones, b) pseudo-espectro de respuesta y c) espectro de Fourier, estación UTFSM dirección transversal (5% de amortiguamiento)

duplica a la aceleración reducida A_r y además superan en un 16% promedio la aceleración máxima sin excavación. Los resultados confirman de manera preliminar que la acción de un sismo sobre una excavación sostenida por un sistema flexible embebido, con una profundidad superior a los 8 m, podría tener incrementos en las aceleraciones en superficie, no cubiertas por las recomendaciones de cálculo establecidas. El fenómeno de amplificación de la aceleración es atribuible al cambio de geometría, la

excavación reduce la rigidez del suelo y además perturba la llegada de las ondas de corte, provocando que los fenómenos de impedancia y resonancia amplifiquen la respuesta en los contornos de la excavación. Por otro lado, el valor de 0.5g para el punto A se mantiene casi constante para todas las etapas, mientras que en los puntos I y J la aceleración tiende a aumentar con la profundidad, indicando el efecto de la excavación sobre la vecindad.

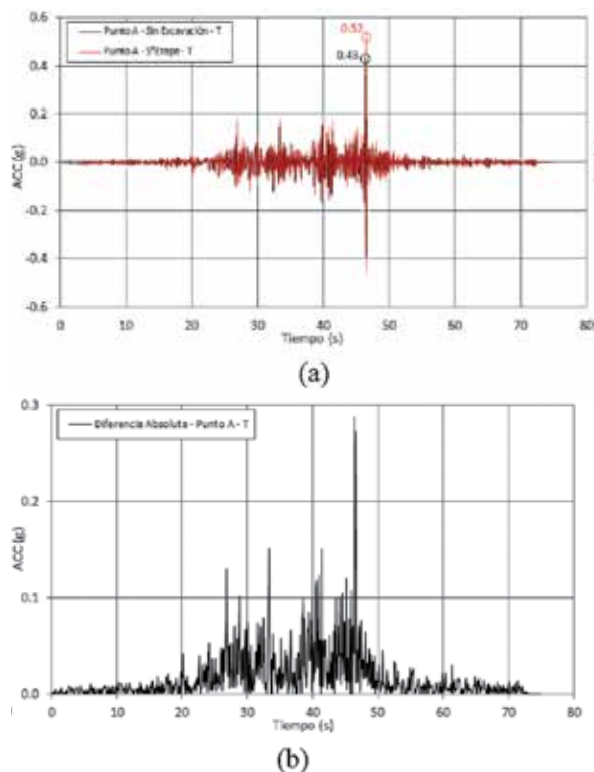


Figura 6: a) Comparación de registros artificiales en el punto A, y b) diferencia absoluta de los registros obtenidos en el punto A

Respuesta espectral

La Figura 8 muestra la respuesta espectral para cada etapa constructiva, donde es posible notar que no existe una variación importante del periodo fundamental hasta el punto D, siendo el periodo en promedio igual a 0.17 s. Para la parte del muro empotrado sea puntos más profundos el periodo tiende a aumentar, esto debido probablemente a un efecto de vibración libre en la punta de los perfiles del muro. Por otro lado, la amplitud del pseudo-espectro de aceleración PSA tiende a aumentar con el volumen de material excavado, lo que es asociado a que al incrementar el volumen potencialmente deslizante crece también la masa sísmica, aumentando la respuesta para los puntos más cercanos a la superficie.

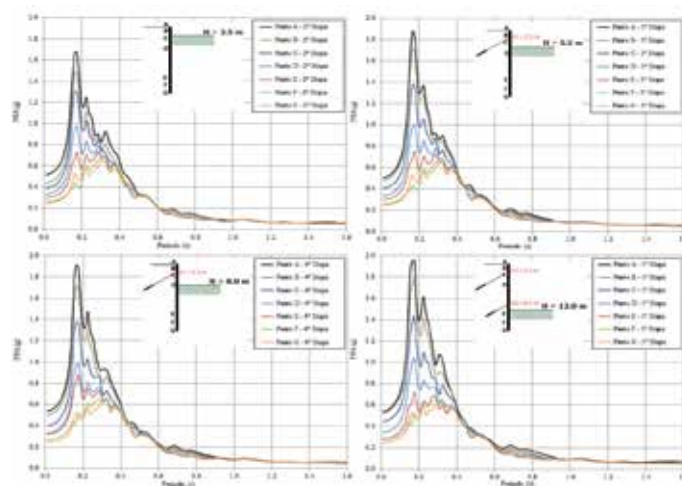


Figura 8: Respuesta espectral puntos de control sobre el muro para cuando la excavación es de 3.5, 5.5, 8 y 12 m

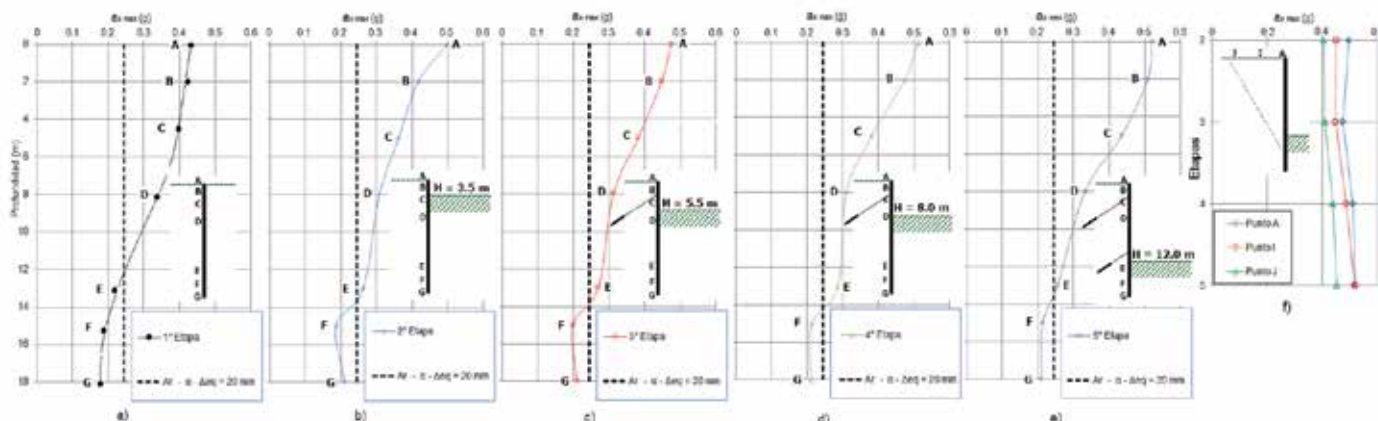


Figura 7: a) - e) PGA obtenidos en puntos de control para distintas etapas de excavación y f) PGA obtenidos en puntos de control detrás del muro

En la Figura 9a se compara la respuesta espectral de los puntos A y H, donde es posible apreciar que PSA es menor en el fondo de la excavación que en la parte superior del muro. La Figura 9b presenta los mismos resultados en mayor detalle, donde resulta aún más evidente la diferencia de la respuesta espectral llegando a ser incluso tres veces menor en el fondo de la excavación de 12 m apareciendo incluso un segundo periodo predominante. Por otro lado, la Figura 10 muestra la respuesta espectral de los puntos detrás del muro, donde no se observa un gran efecto después de excavar de 5.5 m a 8 y 12 m. Es por ello que la atención está más puesta en los desplazamientos detrás del muro, lo cual se presenta a continuación.

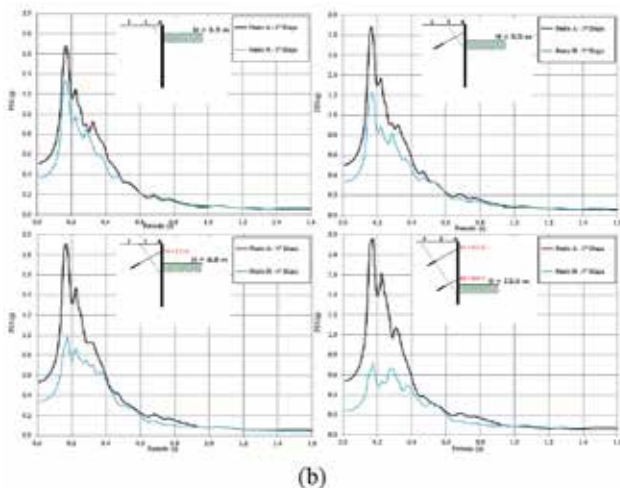
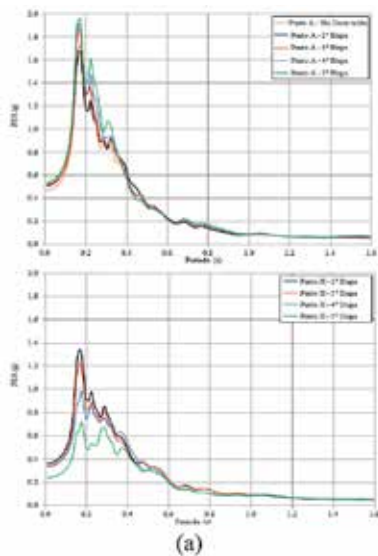


Figura 9: Comparación de respuesta espectral sobre el punto A del muro y el fondo de la excavación, a) punto A y H separados y b) juntos

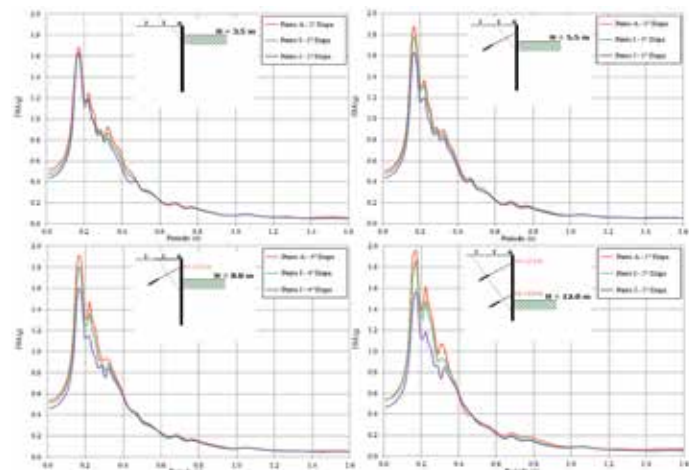


Figura 10: Respuesta espectral en la superficie detrás del muro

La respuesta sísmica del modelo 2D fue comparada con un modelo 1D realizado con el software DeepSoil (Hashash, 2012) mediante el método lineal equivalente. Los resultados indican que la distribución de pulsos de aceleración es similar y además los valores de periodos predominantes y pseudoaceleración PSA son cercanos, siendo para el modelo 2D: 0.17 s y 1.7g y para el modelo 1D: 0.15 s y 2g. Esto demuestra que los módulos de rigidez utilizados para representar la propagación de ondas en el modelo 2D son satisfactorios. Por otro lado, los periodos fundamentales estimados a través del modelo 2D sin excavación fueron comparados con los valores medidos por Leyton *et al.* (2012) a través de microvibraciones en Concepción, siendo los valores estimados menores a los medidos. Lo anterior puede estar asociado al hecho de utilizar arena Bío Bío limpia para la modelación, en donde se ignora la presencia de los materiales finos que están presentes en la columna de suelo y que hacen más flexible la respuesta, aumentando el valor del periodo fundamental.

Desplazamientos durante el movimiento sísmico

Los siguientes resultados numéricos muestran que los desplazamientos están directamente relacionados con el número y distribución de pulsos de aceleración. La Figura 11 muestra la variación del desplazamiento horizontal U_x , variación creciente casi lineal hasta los 20 s, para luego variar con los pulsos. En la segunda etapa no existe mayor variación de U_x en los puntos de control, lo cual cambia para la tercera, cuarta y quinta etapa. Llama la

atención que U_x alcanza siempre un valor cercano a 20 cm, prácticamente los mismos resultados se obtuvieron para los puntos en la superficie detrás del muro (no mostrados). No olvidar que se está simulando la aplicación del mismo sismo en cada etapa de excavación sin cambiar ninguna de las propiedades del suelo ni del muro, solo la profundidad de la excavación.

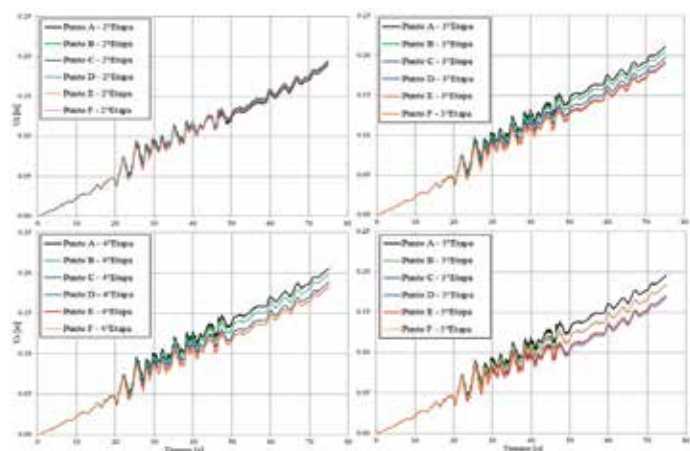


Figura 11: Desplazamientos horizontales U_x durante el sismo para puntos sobre el muro en diferentes etapas de excavación

La variación con el tiempo del desplazamiento vertical U_y o asentamiento en la superficie detrás del muro es mostrada en la Figura 12. Nuevamente pareciera no haber diferencia de U_y para las distintas etapas de excavación, alcanzándose un valor final constante a los 48 s de aproximadamente 6, 7 y 8 cm de asentamiento en los puntos A, I y J, respectivamente. También llama la atención el mayor asentamiento en el punto más apartado. Estos aspectos serán nuevamente abordados en posteriores investigaciones.

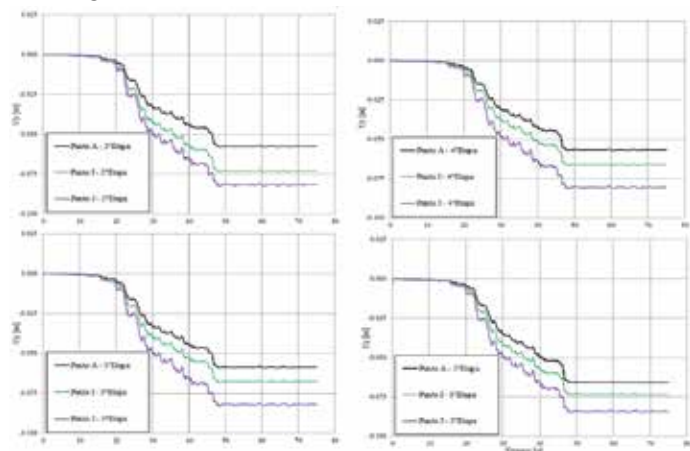


Figura 12: Desplazamientos verticales durante el sismo en puntos de control sobre la superficie detrás del muro

Desplazamientos relativos

La Figura 13 muestra que los desplazamientos horizontales relativos al punto A, ΔU_x para excavaciones menores a 5 m de profundidad presentan valores uniformes cercanos a 5 mm, mientras que para profundidades de excavación superiores los valores son mayores a 20 mm, superando los 20 mm recomendados por la NCh 3206 (2010). Además, el desplazamiento horizontal relativo al punto A al término del movimiento, es de al menos un 5% mayor al registrado para la etapa anterior.

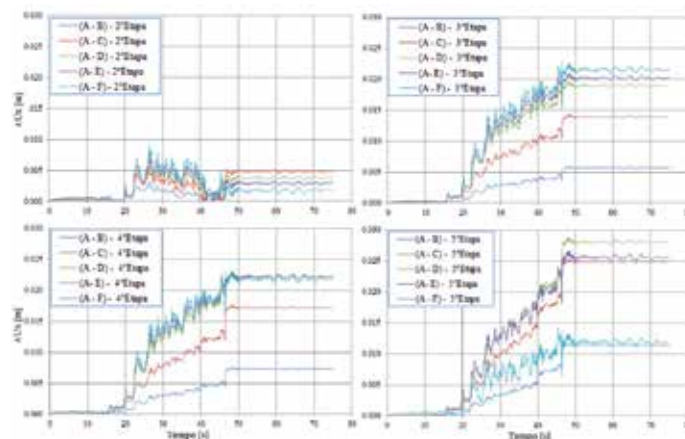


Figura 13: Desplazamientos horizontales relativos durante el sismo en puntos sobre el muro

La Figura 14 muestra el desplazamiento vertical relativo al punto A, ΔU_y o asentamiento diferencial de los puntos situados en la superficie detrás del muro, donde se alcanzan valores de hasta 25 mm para el punto J. También se muestra la diferencia entre el asentamiento vertical en el fondo de la excavación y el muro en el punto A, diferencia que llega a ser de hasta casi 50 mm.

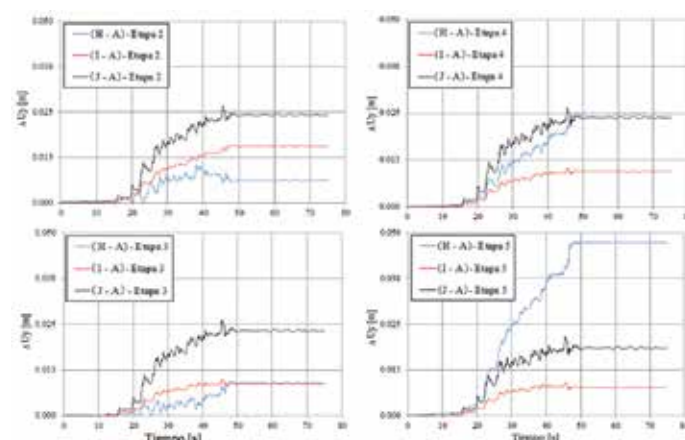


Figura 14: Desplazamientos verticales relativos al punto A durante el sismo para puntos de la superficie detrás del muro

Amplificación sísmica

La amplificación sísmica en el punto A respecto a distintos puntos de control no mostró variaciones importantes al crecer la profundidad de excavación (ver Figuras 15 y 16). Sin embargo, al estimar la amplificación sísmica con respecto a la base del depósito de arena se observa que para el modelo sin excavación los valores son similares para los puntos A, B y C, no así al considerar la excavación. En este caso la amplificación se incrementa de manera considerable alcanzándose amplificaciones de hasta 10 en el punto A, tal como se muestra en la Figura 17.

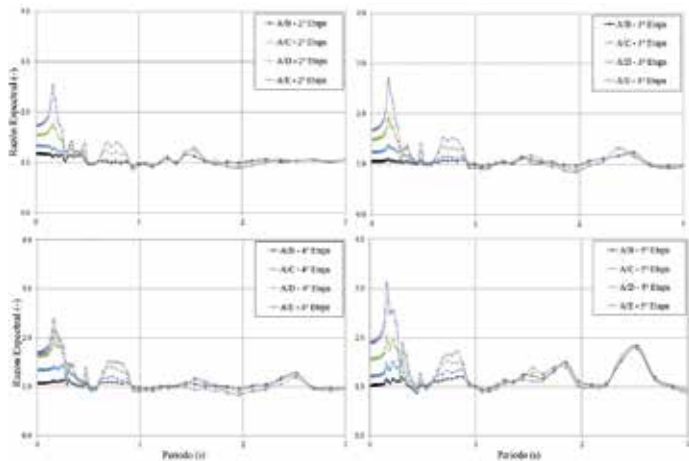


Figura 15: Razón espectral para puntos sobre el muro

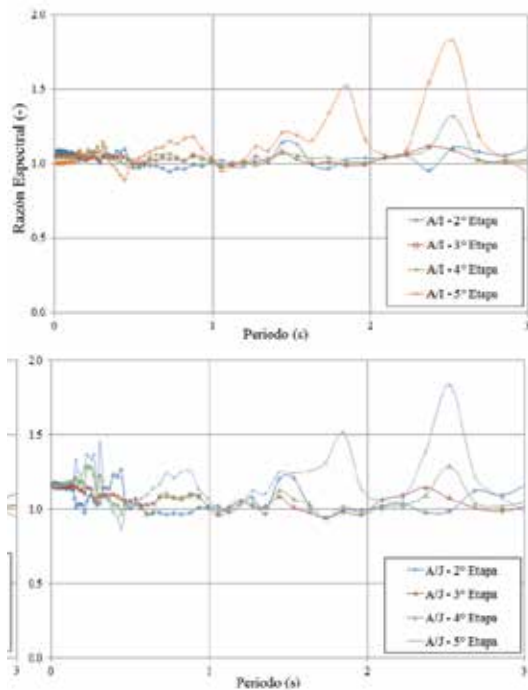


Figura 16: Razón espectral para puntos sobre la superficie detrás del muro

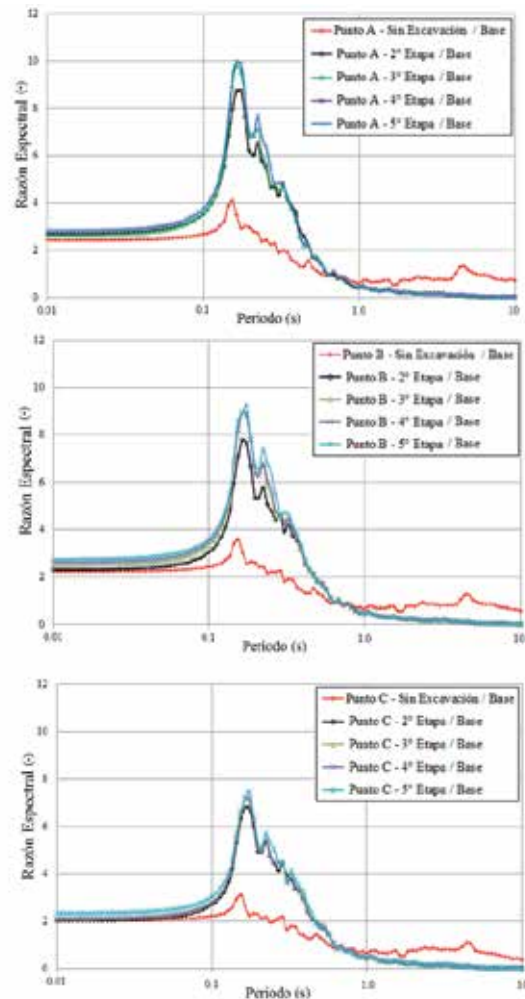


Figura 17: Razón espectral para los puntos A, B y C con respecto a la base

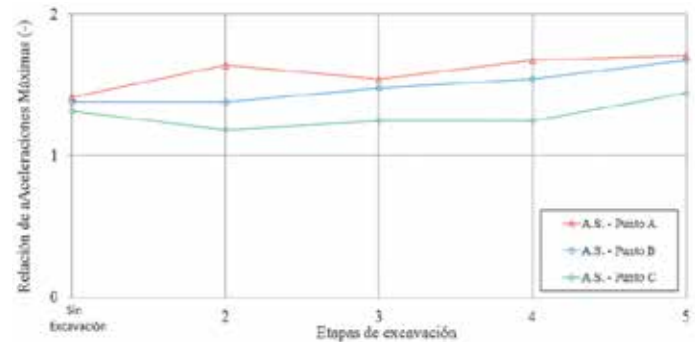


Figura 18: Relación de aceleraciones máximas respecto a las etapas de excavación (amplificación sísmica)

La Figura 18 entrega la amplificación sísmica como la razón de aceleraciones máximas respecto a la base, donde se aprecia que existe amplificación por sobre un factor de 1.2 hasta 1.6, y que el punto A es el que sufre una mayor amplificación sísmica. Cabe notar que si bien la amplificación aumenta levemente con la etapa de

excavación para el punto B, no es tan claro este aumento para los puntos A y C. Considerar que por ejemplo no se ha incluido en este análisis el efecto de los anclajes, los cuales pueden influir en la respuesta de la excavación dependiendo de la carga que estén tomando durante el sismo.

Conclusiones

Se utiliza un programa de elementos finitos comercial para determinar el efecto de las etapas constructivas de una excavación en la demanda sísmica sobre un muro Berlinés y el suelo circundante. Al comparar las demandas de aceleración superficial en excavaciones superiores a 10 m, se observa un aumento de un 20% con respecto a un modelo sin excavación y además se excede la aceleración máxima A_0 en un 30%. Por otro lado, en superficie todas las etapas exceden a A_r en un 50%. Se asocia este comportamiento al cambio de geometría superficial, que induce una reducción de rigidez y además perturba la llegada de las ondas de corte, favoreciendo la amplificación. La vecindad de la excavación se mostró alterada mostrando valores similares de aceleración. La respuesta espectral para cada etapa constructiva indica que no existe una variación importante del periodo fundamental en los primeros 12 m del muro y los valores de PSA se incrementan conforme mayor sea el volumen de material excavado. Además los desplazamientos horizontales absolutos para profundidades superiores a 5 m presentan valores de hasta 20 cm (mayores a lo recomendado por la NCh 3206, 2010). Finalmente, es importante recalcar la utilidad de estudiar el comportamiento sísmico de excavaciones a través de modelos bidimensionales que permiten estimar desplazamientos a diferencia de modelos de equilibrio límite. Futuras investigaciones consideran incluir el estudio de las fuerzas en los anclajes, estratos blandos de limo por ejemplo y sobrecargas de estructuras adyacentes a la excavación, además de modelar muros más rígidos como muros pantalla.

Referencias

Ayala, J. (2013). *Estudio experimental de la propagación de ondas de corte en suelos granulares usando bender elements en el equipo edométrico*. Tesis MSc, Universidad Católica de la Santísima Concepción

Gutiérrez, A. (1991). Las propiedades dinámicas de los suelos y su respuesta sísmica. *Revista de Ingeniería, Universidad de Concepción*, año 3, edición 1, 37-46

Hashash, Y.M.A. (2012). DEEPSOIL V 5.1, Tutorial and User Manual. University of Illinois at Urbana-Champaign

Kranz, E. (1953). Über die Verankerung von Spundwänden. Berlin: Ernst & Sohn

Kuhlmeyer, R. and Lysmer, J. (1973). Finite element method accuracy for wave propagation problems. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division* 99 (SM5), 421 – 427

Leyton, F., Montalva, G. and Ramírez, P. (2012). A preliminary study of seismic microzonation of Concepción based on microtremors, geology and damages patterns. *Obras y Proyectos* 11, 40-46

Molina, D., Rivero, P.J. y Lobo, W. (2008). Respuesta espectral modificada por el nivel freático. *Ciencia e Ingeniería* 29, No. 3, 233-242,

Mozó, D., Oróstegui, P. y Villalobos, F. (2012). Proyecto de muros pantalla para el edificio Centro Plaza. *VII Congreso Chileno de Geotecnia*, Universidad de Concepción

Mozó, D. (2012). *Análisis y diseño de muros pantalla en suelos arenosos*. Proyecto de título de Ingeniero Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción

NCh 3206 (2010). Geotecnia - Excavaciones, entibaciones y socializados. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile

Newmark, M.N. (1965). Effects of earthquakes on dams and embankments. *Géotechnique* 15(2), 139-160

Plaxis V8.2 (2010). Reference manual. Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. Delft University of Technology, The Netherlands

Sharahi, M.J. (2010). The effect of geometry dimensions on the earthquake response on the finite element method. *World Academy of Science, Engineering and Technology* 4, 10-24

Schanz, T., Vermeer, P.A. and Bonnier, P.G. (1999). The hardening soil model: Formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 Years of Plaxis International*. Balkema, Rotterdam

EMPRO Ltda.

Ensayos de Materiales y Prospecciones Limitada

Suelos - Hormigones - Asfaltos

25 años

al servicio de la región y el país

Ingeniería

Mecánica de Suelos

Fundaciones

Taludes

Mejoramiento de Terreno

Prospección de Suelos

Sondajes Marítimos

Sondajes Terrestres

Calicatas

Control de Obras Civiles

Densidad In Situ

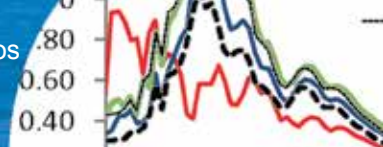
Hormigones

Asfaltos

Laboratorio Acreditado

bajo NCh-ISO 17025 y

registro vigente MINVU



Efecto de la longitud de onda en la respuesta dinámica de muros de retención embebidos

Effect of the wave length on the dynamic response of embedded retaining walls

Fecha de entrega: 2 de diciembre 2014

Fecha de aceptación: 24 de abril 2015

Bogart Méndez¹ y Diego Rivera²

¹ Rizzo Associates Chile, Presidente Errázuriz 3724, Las Condes, Santiago, Chile, Bogart.Mendez@rizzoassoc.cl

² Rizzo Associates Inc., 500 Penn Center Boulevard, Suite 100, Pittsburgh, PA 15235, USA, Diego.Rivera.@rizzoassoc.com

En la respuesta dinámica de muros de retención embebidos existe un potencial efecto de la relación entre la longitud de onda λ de la excitación y la altura del muro H , o λ/H , en los empujes sísmicos aplicados sobre la estructura. En este trabajo se investiga este efecto, tomando como antecedente el hecho de que en el caso de una estructura subterránea, los movimientos sísmicos pueden amplificarse al incidir en ella si las longitudes de onda oscilan entre 1 y 4 veces su diámetro. Los análisis utilizan un perfil de suelo granular grueso, similar al encontrado en Santiago, considerando un modelo constitutivo no lineal en conjunto con amortiguamiento histerético. El perfil inicial de velocidades de onda en el suelo corresponde con los valores de V_s de los primeros 30 m de profundidad y representativos de materiales gravosos de la cuenca de Santiago. El modelo numérico contempla fronteras laterales de campo libre, frontera absorbente en la base y elementos interfaz suelo-muro para tomar en cuenta su interacción estática y dinámica. Como excitación se utilizan tanto movimientos armónicos como un registro sísmico en roca característico de los movimientos en Chile, aplicados a la base del modelo. La respuesta en campo libre se compara con los resultados de análisis unidimensionales de propagación de onda, y las presiones dinámicas de tierra se contrastan con los cálculos efectuados mediante el método de Mononobe-Okabe para buscar el rango λ/H donde su desempeño es adecuado para el diseño de este tipo de estructuras.

In the dynamic response of embedded retaining walls, there is a potential effect of the wavelength/height ratio λ/H over seismic pressures exerted on the wall. This paper addresses this issue, bearing in mind that in the case of underground structures, dynamic motion can be amplified when wavelengths range between 1 and 4 times their diameter. The work herein presented analyzes a coarse granular soil profile, similar to that found in Santiago. A non-linear constitutive model is used coupled with hysteretic damping. The initial shear wave velocity profile corresponds to V_s in the first 30 m depth with values representative of gravelly material of Santiago basin. The numerical model developed uses free field lateral boundaries (compatible with non-linear soil behavior), absorbing boundary at the bottom and interface elements between the soil and the wall to account for static and dynamic interaction. Input motion corresponds to both harmonic time series and a rock motion characteristic of Chile earthquakes. The motions were applied to the model's base. Free field model response was compared to one dimensional wave propagation analysis and dynamic earth pressures were compared to Mononobe-Okabe calculations to investigate the λ/H range where its performance is adequate for the design of these type of structures.

Palabras clave: longitudes de onda, empujes dinámicos, muros de retención

Keywords: wave length, dynamic soil pressures, retaining walls

Introducción

Se presenta una investigación numérica sobre el efecto de la longitud de onda de la excitación λ , en las presiones sísmicas de un muro de retención embebido. El término muro de retención embebido se refiere a una estructura que

se coloca para retener una excavación. Un muro de retención convencional, ya sea del tipo masivo o cantiléver, se considera como aquél que se forma mediante material de relleno. Los resultados se presentan en términos de la relación λ/H , donde H es la altura del muro que retiene a

la excavación. Para generar diversas longitudes de onda se utilizan funciones armónicas de distintas frecuencias, todas con el mismo nivel de aceleración máxima e igual duración. Finalmente se realiza un análisis con un registro sísmico con un contenido de frecuencias que genera diversas relaciones λ/H simultáneamente.

Calibración del modelo constitutivo bajo carga estática

Para simular el comportamiento del material granular se utilizó el modelo constitutivo no lineal de Mohr-Coulomb. Para las capas más superficiales de material se consideró una variante del modelo Mohr-Coulomb mediante un comportamiento *strain-softening* para la degradación de la cohesión en función de la deformación plástica. El ángulo de fricción del material y su cohesión se calibraron en función del esfuerzo de confinamiento utilizando resultados experimentales de ensayos triaxiales homotéticos a deformación constante realizados en materiales granulares gruesos (De la Hoz, 2007).

La calibración se llevó a cabo mediante la simulación numérica de los ensayos experimentales, sometiendo una probeta virtual (Figura 1) a etapas de consolidación y corte a deformación controlada. Las simulaciones se ejecutaron en la plataforma numérica FLAC3D (Itasca, 2009). Se programó una función FISH (Itasca, 2009) para monitorear la variación del área transversal de la probeta virtual en su parte superior, y de esta forma conocer la variación del esfuerzo vertical actuante en la muestra. El módulo de Young E durante los ensayos virtuales varía en función del esfuerzo de confinamiento efectivo, de acuerdo con la variación propuesta por De la Hoz (2007) replanteada en términos del esfuerzo normal octaédrico: $E = 136080(\sigma_{oct})^{0.48}$, donde E y σ_{oct} están en Pascales. Los ensayos simulados corresponden a los del material P-1 (De la Hoz, 2007), para probetas de 15x30 cm sometidas a esfuerzos de confinamiento de 100, 200 y 400 kPa. Los resultados se presentan en la Figura 2.

Se observa que el modelo de Mohr-Coulomb captura el comportamiento del material granular en forma suficientemente aproximada para utilizarse en los cálculos definitivos. Mediante el uso de modelos constitutivos más elaborados es posible reproducir más de cerca las curvas experimentales. Sin embargo, una calibración detallada

del tipo de modelo constitutivo que reproduzca mejor el comportamiento experimental, está fuera del alcance de este trabajo. En la Tabla 1 se presentan los parámetros utilizados en el modelo constitutivo para generar las curvas mostradas en la Figura 2. La cohesión durante el ensayo de 100 kPa varía con la deformación plástica de corte. La variación se obtuvo a partir de la relación presentada por De la Hoz (2007) entre la cohesión y la deformación axial en una probeta triaxial a gran escala. La relación entre la deformación axial y la deformación plástica de corte se obtuvo mediante simulaciones numéricas de ensayos triaxiales para obtener la relación entre ambos parámetros.

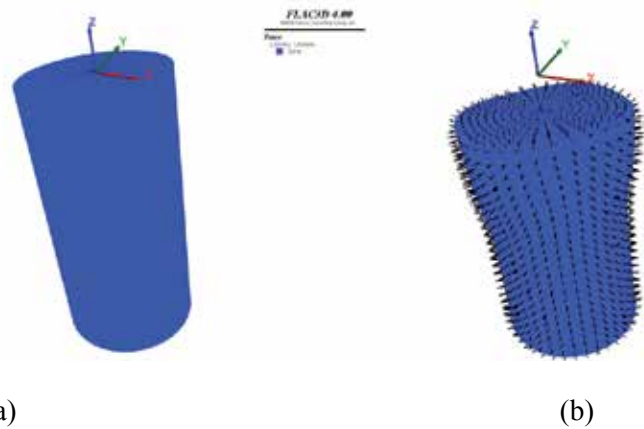


Figura 1: Ensayo triaxial virtual: a) geometría original y b) geometría post ensayo

Tabla 1: Propiedades utilizadas en los ensayos triaxiales numéricos

Ensayo	$\phi, ^\circ$	c, kPa	ψ	$\rho, \text{kg/m}^3$	ν
100 kPa	44	varía	3	2115	0.20
200 kPa	42	10	3	2116	0.20
400 kPa	41	21	3	2161	0.20

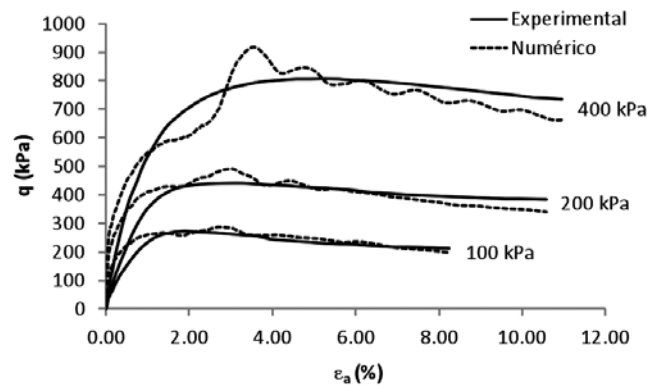
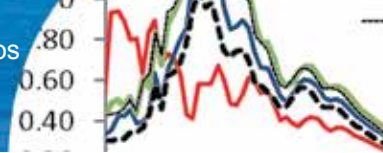


Figura 2: Comparación de resultados experimentales versus numéricos



Propiedades dinámicas de los materiales

La variación de la velocidad de propagación de las ondas de corte V_s , se modeló a profundidad de acuerdo con valores típicos encontrados en los depósitos gravosos de Santiago. Esta variación se muestra en la Figura 3a, mientras que en la Figura 3b se presenta la variación correspondiente del módulo de corte a pequeñas deformaciones G_0 , con la profundidad. Se ha considerado la presencia de la roca basal a la profundidad de 30 m. Las densidades adoptadas son 2200 y 2450 kg/m³ para la grava y la roca, respectivamente. Se adoptaron curvas de degradación y amortiguamiento para los materiales, variando con la profundidad para tomar en cuenta el nivel de confinamiento en la degradación de las propiedades. Las curvas se presentan en la Figura 3. Como referencia, en las curvas se incluyen los límites de Seed *et al.* (1986) para materiales granulares. El amortiguamiento se limitó a un valor máximo de 15 % para grandes deformaciones que se encuentran fuera del rango de aplicabilidad del método lineal equivalente.

Sin embargo, se efectuaron análisis para verificar que el nivel de deformaciones de corte inducidas por la carga sísmica, en condiciones de campo libre, estuviese dentro de los límites de aplicación del método lineal equivalente (del orden de 10⁻² % como máximo). Las curvas de degradación se utilizaron de dos formas distintas: (1) para validar la respuesta unidimensional de campo libre de FLAC3D mediante el método lineal equivalente (a través de comparaciones con SHAKE2000, 2008), y (2) para proporcionar amortiguamiento en la parte elástica de los análisis no lineales. En ambos casos se consideró una deformación de corte efectiva igual al 65 % de la deformación máxima (Idriss y Sun, 1992).

En el caso de los análisis no lineales efectuados en FLAC3D, antes de la fluencia de los materiales se ejecuta el método lineal equivalente para amortiguar los movimientos. Una vez alcanzada la fluencia, las curvas de degradación dejan de utilizarse y la disipación de energía se da de forma natural por efectos de plasticidad del modelo constitutivo.

Respuesta unidimensional de campo libre

Se verificó la respuesta unidimensional de campo libre obtenida con FLAC3D, considerando las propiedades dinámicas de los materiales antes descritas y aplicando el sismo en la roca basal. Los resultados de FLAC3D

se compararon con los obtenidos en SHAKE2000, software estándar para análisis de respuesta de sitio. Para que los resultados fuesen comparables, los análisis en FLAC3D se ejecutaron mediante el método lineal equivalente considerando una deformación de corte efectiva igual al 65 % de la deformación máxima, valor utilizado comúnmente en SHAKE. El sismo empleado en los análisis es el registro en roca de la estación UTFSM de Valparaíso correspondiente al canal 3 del archivo corregido por Boroscheck *et al.* (2010). La aceleración máxima del registro PGA es de 0.30g, su duración es de 72 s y la frecuencia máxima es 25 Hz. El tamaño de los elementos en los análisis de FLAC3D es compatible con el contenido de frecuencias del sismo, de acuerdo con Lysmer y Kuhlemeyer (1969).

Los resultados se presentan en la Figura 4 en términos del perfil de deformaciones de corte máximas, espectros de respuesta y espectro de amplitudes de Fourier. Se observa que la respuesta obtenida con ambos códigos es prácticamente idéntica.

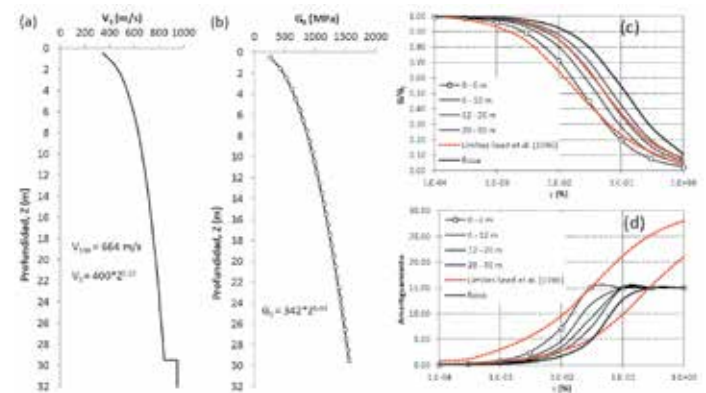


Figura 3: Variación inicial de: a) V_s y b) G_0 del perfil de suelo considerado, c) y d) curvas de degradación y amortiguamiento adoptadas, respectivamente

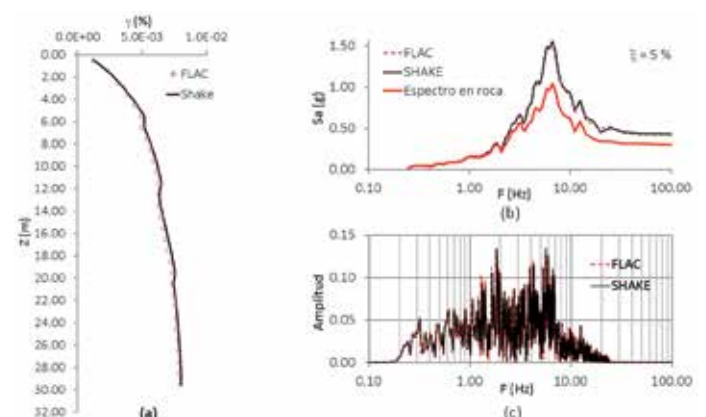


Figura 4: a) Comparación de γ , b) espectros de respuesta y c) amplitudes de Fourier

Geometría del muro analizado y modelo numérico

Para los análisis se adoptó un muro de 5 m de altura, como se observa en la Figura 5. Los modelos constitutivos de cada material y sus propiedades se muestran en la misma figura. El muro de retención se modeló mediante un elemento elástico lineal tipo *liner* de doble lado, de tal forma que puede instalarse dentro del suelo y luego realizar la excavación. El contacto entre el suelo y el muro se simula mediante elementos interfaz de comportamiento elasto-plástico con un ángulo de fricción de 30° y cohesión de 0.5 kPa. La rigidez normal y tangencial que unen al elemento *liner* con la malla principal del modelo se asignaron con base en la rigidez aparente de los elementos de la malla. El tamaño de los elementos en la vecindad del muro es de 0.50 m y aumenta gradualmente hasta 1.70 m en torno a la roca. La longitud de la parte enterrada del muro es igual a su altura. Esta es una variable importante en el desarrollo de las presiones sísmicas (Leuzzi *et al.*, 2010), pero su análisis está fuera del alcance de este trabajo.

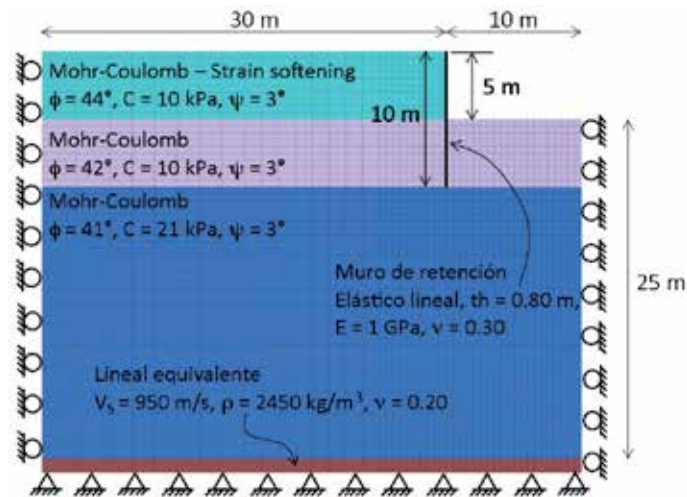


Figura 5: Modelo numérico empleado

Resultados

Empujes bajo carga estática

La distribución inicial de esfuerzos geostáticos de campo libre se asignó aplicando un coeficiente de empuje en reposo, $k_0 = 0.32$. La variación del módulo de Young del material se adoptó de acuerdo con la variación calibrada en los ensayos triaxiales virtuales presentados anteriormente. El proceso de análisis bajo carga estática es el siguiente:

instalación del estado de esfuerzos geostáticos de campo libre (condición en reposo), activación del elemento *liner* dentro del suelo y finalmente ejecución de la excavación en cinco etapas de 1 m de espesor cada una. Durante la excavación el módulo de Young varía en función del esfuerzo de confinamiento.

Los resultados se presentan en la Figura 6a en términos de las presiones de suelo sobre el muro y de desplazamientos relativos a la base del muro, U_{rel} . Los resultados analíticos de presiones de tierra presentados en la figura se obtuvieron mediante la teoría de Rankine para materiales con cohesión y fricción. El cálculo de la profundidad de la zona de tensión en el suelo coincide entre el método analítico y el numérico. Sin embargo, se observa que los resultados numéricos comienzan a apartarse del caso activo y con la profundidad, cercano a la base del muro, se acercan al valor en reposo. La diferencia se debe a que los resultados numéricos toman en cuenta la rigidez del muro, la cual en este caso, en conjunto con la rigidez misma del suelo, evita que se desarrolle el estado activo por completo. En la Figura 6b se muestra la distribución de desplazamientos horizontales del muro, relativos a su base. Se observa que los desplazamientos desarrollados son del orden de 2.5 mm en la parte superior. Comparado con la altura total del muro H , en la Figura 6c se observa que el nivel de desplazamiento no es suficiente para el desarrollo completo del estado activo, congruente con el nivel de esfuerzo desarrollado en el material, el cual se encuentra en un nivel intermedio entre el activo y el de reposo en torno a la base del muro. Tendencias parecidas se han reportado en trabajos similares al reportado en este documento (*e.g.*, Leuzzi *et al.*, 2010; Méndez *et al.*, 2014).

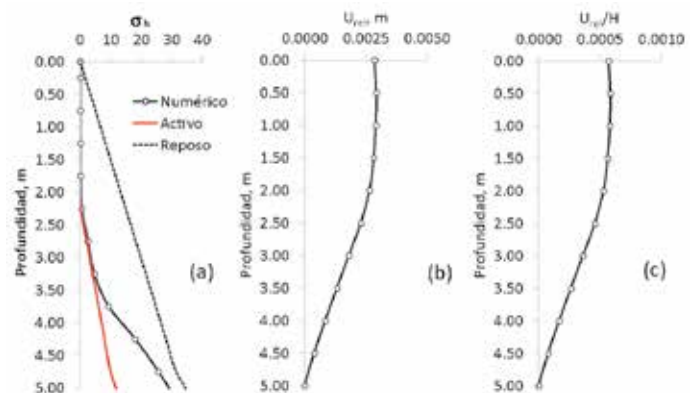
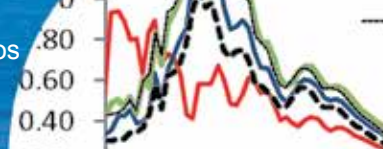


Figura 6: a) Presiones de suelo, b) y c) desplazamientos relativos a la base del muro



Empujes bajo carga armónica

Partiendo del estado de esfuerzos estáticos, se aplicaron cargas armónicas de distintas frecuencias F , para inducir longitudes de onda específicas para investigar su influencia en la variación de los esfuerzos dinámicos. Las frecuencias de la excitación armónica se eligieron tomando en cuenta la altura del muro y el rango de razones λ/H que se deseaba investigar. Si bien las frecuencias son mayores al rango típico de las frecuencias con mayor contenido de energía en los sismos reales, éstas se eligieron para obtener un amplio rango de variación de los cocientes de la frecuencia de la excitación F , entre la frecuencia natural del sitio F_{sitio} , y entre la frecuencia natural del suelo detrás del muro F_0 .

Las señales empleadas en los análisis se presentan en la Tabla 2. La longitud de onda aplicada se calculó con base en el valor de V_{s30} del perfil de suelo, 664 m/s: $\lambda = V_{s30}/F$. Todas las señales tienen la misma amplitud en términos de aceleración \ddot{U}_0 , igual al valor de PGA del registro utilizado como excitación en los análisis de carga sísmica, y la misma duración $T_d = 1$ s. En la Tabla 2 se presenta también la razón de la frecuencia de la excitación armónica F , contra la frecuencia fundamental del perfil de suelo completo por encima de la roca basal F_{sitio} . El valor de esta frecuencia corresponde al obtenido con V_{s30} , *i.e.*, $F_{\text{sitio}} = V_{s30}/4H = 5.5$ Hz. Como referencia, la frecuencia fundamental del suelo detrás del muro de retención F_0 , es alrededor de 22 Hz (estimado a partir de la función de transferencia entre la base del muro y la superficie del suelo natural, valor similar al del cálculo elástico 1D).

Tabla 2: Señales armónicas utilizadas

Señal	F , Hz	F/F_{sitio}	F/F_0	λ , m	λ/H	\ddot{U}_0 , g	V_0 , m/s	D_0 , m	T_d , s
1	50	9.04	2.27	13	3	0.30	0.0094	$2.98 \cdot 10^{-5}$	1.0
2	25	4.52	1.14	27	5	0.30	0.0187	$1.19 \cdot 10^{-4}$	1.0
3	17	3.07	0.77	39	8	0.30	0.0276	$2.58 \cdot 10^{-4}$	1.0
4	12	2.17	0.55	55	11	0.30	0.0390	$5.18 \cdot 10^{-4}$	1.0
5	10	1.81	0.45	66	13	0.30	0.0468	$7.45 \cdot 10^{-4}$	1.0

Para cada análisis se obtuvo la distribución de esfuerzos dinámicos ejercidos sobre el muro, y con ella se calculó la fuerza de empuje sísmico total (estático + dinámico), E_s . El empuje obtenido numéricamente se comparó contra el empuje analítico calculado con el método de Mononobe-Okabe (M-O), E_{MO} , considerando solamente el ángulo de fricción (sin tomar en cuenta la cohesión). Para los cálcu-

los con M-O se consideraron dos valores del coeficiente sísmico horizontal utilizados comúnmente en la práctica: $k_h = \text{PGA}/2$ y $k_h = \text{PGA}$. El coeficiente sísmico vertical se tomó igual a cero. Los resultados se presentan en las Figuras 7 y 8.

En la Figura 7a se muestra la variación de los empujes normalizados contra las distintas razones λ/H para diferentes instantes de aplicación de la carga armónica. La normalización se efectuó considerando $k_h = \text{PGA}/2$ en el método M-O. Se observa que el valor de los empujes se estabiliza hacia el final de la aplicación de la carga. Los valores medios de los empujes normalizados, durante la aplicación de la carga, se muestran en la Figura 7b para los casos $k_h = \text{PGA}/2$ y $k_h = \text{PGA}$ de M-O. En la Figura 7b se muestran las razones de frecuencia F_{sitio} y F/F_0 , donde los resultados indican una tendencia de aumento de los empujes sísmicos con el incremento de la razón λ/H . Sin embargo, dado que todas las razones λ/H poseen un cociente F_{sitio} distinto, la variación observada en los empujes sísmicos normalizados probablemente esté más influenciada por la relación F_{sitio} que por la razón λ/H . Se observa que conforme el cociente F_{sitio} se acerca a la unidad, se produce un claro aumento de los empujes, hasta que comienza a decrecer para el valor $F_{\text{sitio}} = 1.81$, debido tal vez a efectos no lineales en la respuesta del suelo. Este tipo de efectos de disipación de energía por plasticidad en el material se ha observado en estudios similares (*e.g.*, Leuzzi *et al.*, 2010), donde las presiones dinámicas sobre elementos de retención flexibles disminuyen por efectos no lineales.

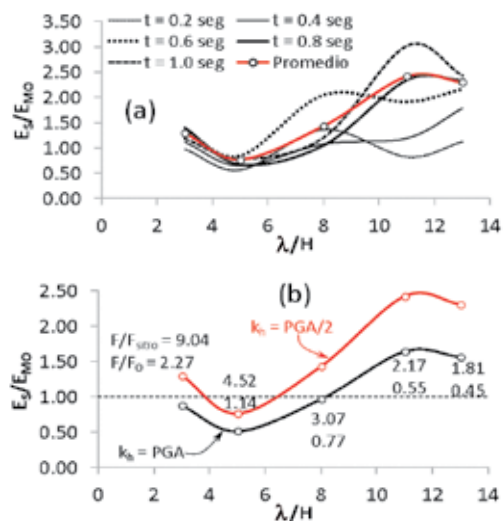


Figura 7: a) Empujes normalizados y b) curva promedio, caso de carga armónica

Es interesante observar que para el caso $k_h = \text{PGA}/2$, todos los empujes calculados son mayores que el valor entregado por el método de Mononobe-Okabe (salvo el caso para $\lambda/H = 5$). Por otro lado, cuando se considera $k_h = \text{PGA}$, los resultados con M-O sobreestiman los cálculos numéricos, excepto para los casos con $\lambda/H > 8$. Sin embargo, en ambos casos de k_h se observa que los empujes calculados numéricamente se incrementan al disminuir la frecuencia de la excitación (incremento en la razón λ/H). Otros investigadores han obtenido resultados similares (e.g. Gazetas *et al.*, 2004), indicando que al aumentar la frecuencia de la excitación, los esfuerzos sísmicos ejercidos sobre elementos de retención disminuyen a valores incluso por debajo de los calculados mediante M-O. Por otra parte, analizando los empujes normalizados de la Figura 7b en términos de los cocientes $F_{\text{síto}}/F_0$ y F/F_0 , se observa que para ambos casos de k_h , los empujes calculados numéricamente se incrementan conforme la razón $F/F_{\text{síto}}$ se acerca a la unidad. En esta comparación se destacan los casos $F/F_{\text{síto}} = 1.81$ y 2.17 , en los cuales se obtuvieron empujes numéricos mayores a los calculados con M-O, sugiriendo que la amplificación dinámica jugó un papel importante en los empujes desarrollados, aspecto imposible de tomar en cuenta mediante el método M-O. Este resultado coincide con lo obtenido por otros investigadores en análisis no lineales similares a los aquí presentados (Gazetas *et al.*, 2004; Leuzzi *et al.*, 2010). Por otro lado, la relación de los empujes con el cociente F/F_0 encuentra su valor mínimo para el caso $F/F_0 \approx 1$, y pareciera aumentar al decrecer la razón F/F_0 . Esto podría sugerir efectos de fase entre el muro y el suelo inmediatamente detrás. Para averiguar esta relación entre fases se podrían analizar las series de tiempo del muro y el suelo, aspecto que requiere mayor investigación y que no se abordará en este trabajo. Sin embargo, Athanopoulou-Zekkos *et al.* (2013) realizaron una investigación sobre este aspecto y sus resultados sugieren que no existe una dependencia sistemática entre la razón F/F_0 y los empujes sísmicos desarrollados sobre muros cantiléver.

En la Figura 8 se muestran las distribuciones de esfuerzos dinámicos obtenidos para los casos $\lambda/H = 5$, $\lambda/H = 13$ y para todas las razones λ/H . Se observa que para las altas frecuencias ($\lambda/H = 5$) las presiones aumentan en la parte superior del muro, mientras que para la menor frecuencia aplicada las presiones mayores tienden a concentrarse en

torno al centro del muro. Estos resultados dan cuenta de los efectos de interacción entre el muro y el suelo en función de la frecuencia de la excitación, mostrando la importancia del contenido de frecuencia de la excitación. Resultados de otros investigadores (e.g. Cakir, 2013), muestran que el contenido de frecuencia de la excitación es uno de los parámetros más importantes a considerar en el análisis y diseño sísmico de elementos de retención, lo cual no se puede tomar en cuenta mediante métodos simplificados como M-O.

En la Figura 8c se presentan los valores medios (promediados en el tiempo de aplicación de la carga) de las distribuciones de presiones, donde se observa la variación en la respuesta del muro, acusando los efectos de interacción entre el relleno y la estructura. Se observa que los esfuerzos totales llegan a ser incluso mayores que los calculados para el caso $k_h = \text{PGA}$ en la parte inferior del muro. Esto es congruente con el nivel de desplazamiento calculado, ya que en la parte inferior del muro se obtienen los menores desplazamientos (ver Figuras 6 y 10), lo cual se traduce en un aumento de los esfuerzos. Mientras que lo contrario se aplica para la parte superior del muro donde el suelo sufre las mayores deformaciones y por ende se concentran los efectos no lineales originando así una disminución de las presiones (mayor ductilidad en la parte superior). Estos resultados son congruentes con lo obtenido por Gazetas *et al.* (2004), quienes observaron que para muros flexibles (e.g., muros diafragma y pilas con anclajes), las presiones sísmicas en la mayoría de los casos son menores a las calculadas con M-O, especialmente en la mitad superior de las estructuras.

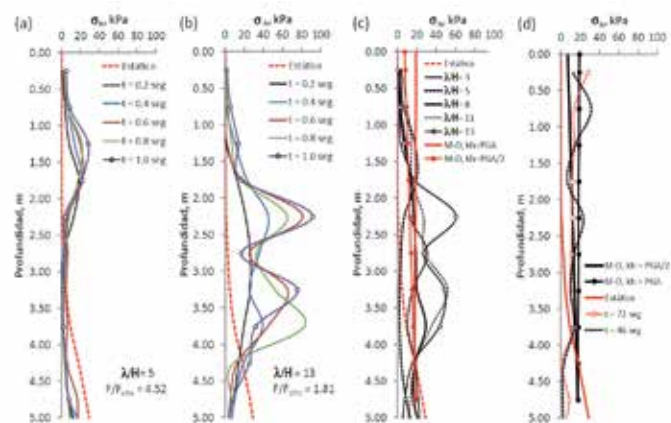
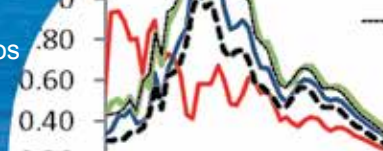


Figura 8: Esfuerzos dinámicos para a) $\lambda/H = 5$, b) $\lambda/H = 13$, c) todos los casos de λ/H , y d) distribución de esfuerzo para carga sísmica correspondientes al instante indicado



Empujes bajo carga sísmica

Los resultados se presentan en términos de espectros de respuesta, desplazamientos absolutos del suelo detrás del muro y variación de los esfuerzos dinámicos normalizados. En la Figura 9a se observa que el espectro de respuesta en el suelo detrás del muro ($Z = 0$) presenta ordenadas espectrales más bajas que el espectro de campo libre e incluso menores que el espectro a nivel de la base del muro ($Z = -5$). Esto se atribuye a los efectos no lineales inducidos en el suelo por la carga sísmica. Por otro lado, se observa también que el espectro de campo libre es prácticamente idéntico al calculado con SHAKE. Esto indica que la respuesta de campo libre no se ve influenciada por efectos no lineales.

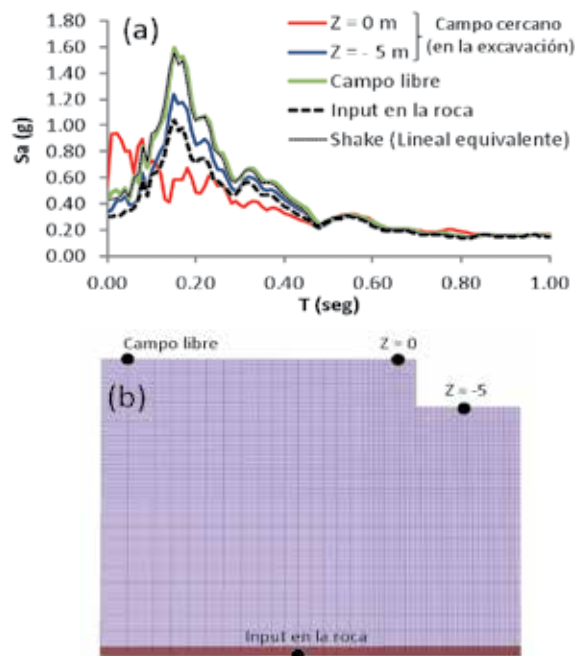


Figura 9: a) Espectros de respuesta y b) ubicación de puntos de monitoreo

En términos de los empujes, en la Figura 10b se muestra la variación en el tiempo de los empujes normalizados de dos formas distintas: empujes sísmicos (estáticos + dinámicos) normalizados por el empuje estático (serie Sigma/estático), y empujes sísmicos normalizados por el empuje calculado con el método de Mononobe-Okabe considerando dos valores distintos del coeficiente sísmico (series Sigma/M-O). Se observa que, al contrario del caso de carga armónica, para el sismo utilizado, los empujes obtenidos son menores que los calculados con M-O. Esto es esperable ya que la carga armónica tiene una mayor intensidad (40

% más para el caso analizado, en términos de Intensidad de Arias). La diferencia observada pudiera atribuirse también a la interacción de las distintas ondas de diversas frecuencias actuando en forma simultánea, generando interferencias tanto constructivas como destructivas. Por otro lado, evidencia experimental para el caso de muros cantiléver, obtenidos por Kloukinas *et al.* (2013) mediante ensayos de mesa vibradora utilizando señales armónicas con frecuencias similares a las aquí analizadas (4, 7, 13, 25 y 43 Hz), muestran que la respuesta dinámica del muro y el suelo son notoriamente distintas entre sí. Mientras que para el caso de carga sísmica, sus resultados mostraron que para los casos analizados por ellos, pueden obtenerse distribuciones de aceleración relativamente uniformes en el suelo, guardando cierta semejanza con la hipótesis pseudo estática. Sin embargo, para los casos en donde la amplificación dinámica sea importante, los métodos simplificados no necesariamente serán conservadores (Leuzzi *et al.*, 2010). Una muestra de esto son los resultados para carga armónica aquí presentados. En la Figura 8d se observa también que la distribución en profundidad de los esfuerzos sísmicos sobre el muro presenta valores mayores a los calculados mediante M-O en la parte superior del muro, lo cual debiera tomarse en cuenta para fines de diseño. Sería interesante comparar resultados en términos de distribución de momento flector para averiguar la influencia de la distribución de presiones con M-O y las calculadas numéricamente.

Sería interesante investigar la variación de los empujes sísmicos para distintas razones $F/F_{\text{síto}}$ considerando registros sísmicos reales ($F/F_{\text{síto}} = 0.44$ considerando la frecuencia media del sismo calculada como un promedio ponderado de las amplitudes del espectro de Fourier), para averiguar en qué rangos el método M-O es conservador, ya que existen investigaciones que sugieren que para la mayoría de los casos, las presiones calculadas con M-O son conservadoras (Gazetas *et al.*, 2004; Al-Atik y Sitar, 2010).

En cuanto a los movimientos del muro, en la Figura 10a pueden verse los desplazamientos totales en el punto $Z = 0$ para los casos de carga armónica y carga sísmica. El tiempo se encuentra normalizado por la duración de cada carga T_d . Se observa que el caso de carga armónica induce los mayores desplazamientos como es de esperarse debido a su mayor severidad.

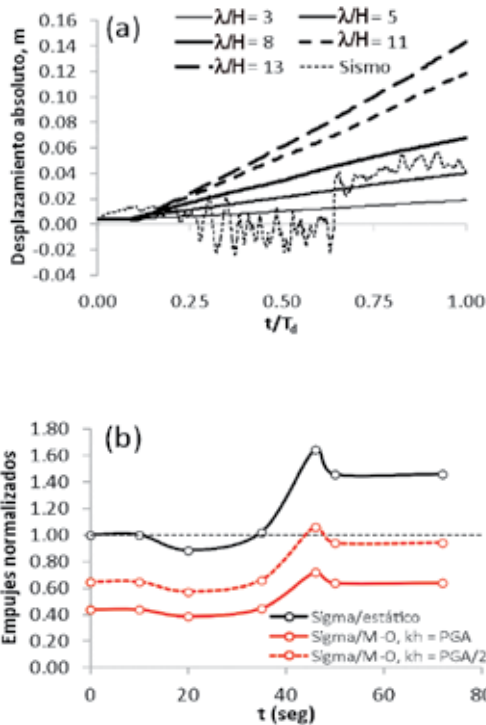


Figura 10: a) Desplazamientos absolutos en el punto $Z = 0$ y b) empujes normalizados

Conclusiones

Para el caso de carga armónica se encontró que los empujes totales actuando en el muro observaron un valor mínimo para $\lambda/H = 5$, donde se obtuvo que los empujes calculados mediante Mononobe y Okabe M-O fueron mayores que los calculados numéricamente. Será interesante verificar en cálculos futuros si esta relación se conserva para otras geometrías de muros embebidos en diversas condiciones geotécnicas. De existir una relación de longitud de onda entre altura de muro que minimice las cargas sísmicas en muros de este tipo, sería de utilidad práctica determinarla para optimizar el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras, por lo que el tema se abordará en trabajos futuros.

Al comparar resultados de empujes totales obtenidos con cargas armónicas y carga sísmica, se observó que esta última puede producir resultados más en línea con el método analítico de M-O. La influencia del contenido de frecuencia en los empujes dinámicos resulta evidente, lo cual es un hecho conocido en análisis dinámico. Será interesante verificar en qué rango de frecuencias el método M-O sigue siendo adecuado para el análisis de empujes dinámicos

para determinar su rango de aplicación en términos de contenido de frecuencias. Como trabajo futuro se complementará la investigación utilizando como excitación registros sísmicos reales con distintos contenidos de frecuencias.

Referencias

Al-Atik, L. and N. Sitar (2010). Seismic earth pressures on cantilever retaining structures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 136, No. 10, 1324- 1333

Athanasopoulos-Zekkos, A., Vlachakis, V.S. and Athanasopoulos, G.A. (2013). Phasing issues in the seismic response of yielding, gravity-type earth retaining walls – Overview and results from a FEM study. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 55: 59-70

Boroschek, R., Soto, P. and León, R. (2010). Maule region earthquake, February 27, 2010, Mw = 8.8. RENADIC Report 10/08, Universidad de Chile

Cakir, T. (2013). Evaluation of the effect of earthquake frequency content on seismic behavior of cantilever retaining wall including soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 45: 96-111

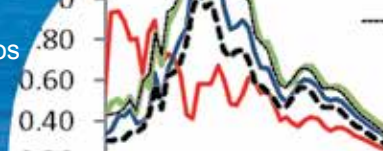
De la Hoz, K. (2007). *Estimación de los parámetros de resistencia al corte en suelos granulares gruesos*. Tesis de Grado, Universidad de Chile

Gazetas, G., Psarropoulos, P.N., Anastasopoulos, I. and Gerolymos, N. (2004). Seismic behaviour of flexible retaining systems subjected to short-duration moderately strong excitation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 24(7), 537-550

Idriss, I.M. and Sun, J.I. (1992). SHAKE91: a computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits. User's Guide, University of California, Davis, 13 pp

Itasca (2009). FLAC3D. Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, Version 4.0. Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis, MN, USA

Kloukinas, P. Santolo, A.S., Penna, A., Bhattacharya, S., Dietz, M., Dihoru, L., Evangelista, A., Simonelli, A.L., Taylor, C. and Mylonakis, G. (2013). Experimental investigation of dynamic behavior of cantilever retaining walls. 4th ECCOMAS *Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Kos island, Greece, 12-14 June



Leuzzi, F., Foti, S., Lancellotta, R. and Mylonakis, G. (2010). Dynamic response of cantilever retaining walls considering soil non-linearity. *5th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, San Diego, California

Lysmer, J. and Kuhlemeyer, R.L. (1969). Finite dynamic model for infinite media. *Journal of Engineering Mechanics* **95**(EM4), 859-877

Méndez, B.C., Rivera, D. and Tastan, E.O. (2014). Static and dynamic soil pressures over a primary crusher station at a copper mine in Chile. *Geo-Congress*, 3198 – 3208, Atlanta, USA

Seed, H., Wong, T., Idriss, I.M. and Tokimatsu, K. (1986). Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. *Journal of Geotechnical Engineering* **112**(11): 1016–1032

SHAKE2000 (2008). A Computer Program for the ID Analysis of Geotechnical Earthquake Engineering Problems—User's Manual. GeoMotions, LLC, Lacey, USA



UNIVERSIDAD CATOLICA
DE LA SANTISIMA CONCEPCION



MAGISTER

INGENIERÍA GEOTÉCNICA

Postula al programa de Magíster en Ingeniería Geotécnica MIG, proyecta tu futuro.

Tener un magíster es parte fundamental de la formación académica para tener éxito profesional.

The Sutton Trust. Think tank organisation

Las ventajas extras que entrega un magíster no solo pueden hacer una diferencia salarial, sino también ofrece un mayor potencial de empleabilidad, especialmente en tiempos de inestabilidad económica.

Postgraduate Premium report

Cuando se trata de Geotecnia, realizar un magíster es fundamental.

En Geotecnia realizar un magíster permite que los Ingenieros Civiles obtengan conocimientos en profundidad sobre Mecánica de Suelos y Fundaciones.

Ingeniería Civil es una carrera muy amplia, donde los alumnos egresan y titulan sin suficientes conocimientos teóricos y prácticos en Geotecnia. Es por ello recomendable seguir la especialización que brinda un programa de postgrado de Ingeniería Geotécnica.

Ground Engineering, marzo 2013



LGM | UCSC
LABORATORIO DE GEOMATERIALES



Consulta tu postulación al MIG en:
www.civil.ucsc.cl/magister/financiamiento
palarcon@ucsc.cl
+56 41 234 5852



Desarrollo e implementación de una veleta de corte a alta revolución para sondajes

Development and performance of a shear vane at high revolution in boreholes

Fecha de entrega: 30 de diciembre 2014

Fecha de aceptación: 22 de abril 2015

Roberto Olguín y Mauricio Ortúzar

IDIEM, Universidad de Chile, Plaza Ercilla 883, Santiago, Chile, roberto.olguin@idiem.cl, mauricio.ortuzar@idiem.cl

El ensayo de veleta de corte es un método de prospección in situ clásico. Desde su origen, la metodología estandarizada de este ensayo se ha orientado a determinar la resistencia al corte no drenada S_u de suelos finos de baja permeabilidad. Considerando la necesidad de la Ingeniería Geotécnica por caracterizar suelos arenosos finos y/o suelos finos de mayor permeabilidad, en este trabajo se presenta el desarrollo e implementación de la veleta de corte adaptada para alcanzar velocidades de giro en torno a las 100 rpm. Dicha velocidad de rotación permite asegurar una respuesta no drenada en materiales del tipo arenas finas limosas. Asimismo, este ensayo se desarrolló para ser implementado en máquinas de sondaje geotécnico, lo que permite la ejecución de la veleta a diversas profundidades. Se presentan resultados obtenidos en lamas de relave. El documento presenta la composición del equipo desarrollado -partes mecánicas y sistema de adquisición de datos, metodología de ensayo, resultados obtenidos en pruebas iniciales y comentarios finales.

Palabras clave: veleta de corte, resistencia al corte no drenada, caracterización geotécnica.

The vane shear test is a traditional in situ method. From its origin, the standardized methodology of this test has been orientated to obtain the undrained shear strength S_u of fine grained soils with low permeability. Considering the geotechnical need for characterizing fine sandy soils and/or fine grained soils with higher permeability, this article presents the development and implementation of a vane shear test adapted to reach angular velocities of around 100 rpm. This rotational velocity ensures an undrained behaviour on materials such as silty fine sands. Also, this test was developed to be implemented on drilling rigs in order to make vane tests at different depths. Results obtained in tailings are presented. In this article, the composition of the equipment developed - mechanical parts and data acquisition system- test methodology, initial test results and final comments are presented.

Keywords: vane shear test, undrained shear strength, geotechnical characterization

Introducción

El desarrollo e implementación de la veleta de corte como ensayo in-situ para la estimación de la resistencia no drenada de suelos finos se remonta a los años 1940 a 1950 (Ladd *et al.*, 1977), siendo uno de los métodos de prospección más clásicos y de mayor uso por ingenieros geotécnicos. Con el correr de los años su aplicación se ha ido estandarizando en parámetros tales como dimensiones, relación diámetro con altura y velocidad de rotación, aunque siempre bajo el contexto de ser usado en suelos finos debido a que la baja permeabilidad de estos materiales genera que el suelo

responda de forma no drenada frente a la movilización de la falla en relación a las velocidades de rotación definidas y normadas.

Por otra parte, la estimación de la resistencia no drenada en lamas de relave ha sido más recurrente a partir de los diversos proyectos de crecimiento de los tranques o bien como *input* en los análisis de estabilidad de depósitos en los cuales se proyecta la colocación de relaves espesados sobre las mencionadas lamas. En este sentido, los métodos de uso común en Chile corresponden a triaxiales CIU en muestras inalteradas obtenidas mediante tubo muestreador

Shelby o extraídas de calicatas, simulación de la depositación a través del método de confección de probeta denominado *slurry* para posteriormente efectuar ensayos triaxiales sobre estas probetas, y ensayos de terreno SPT (Standard Penetration Test) en sondajes y, últimamente, penetraciones CPT-u. Naturalmente, cada método contiene ventajas y desventajas, siendo materia de análisis de los especialistas en Mecánica de Suelos la confiabilidad en la estimación de la resistencia no drenada de cada uno de los métodos mencionados.

De esta forma, desarrollar un equipo de veleta de corte que permita en primer lugar generar una superficie de falla cilíndrica en lamas a una velocidad tal que se asegure una respuesta no drenada del suelo, y en segundo lugar que este ensayo pueda realizarse ha profundidades de interés para el especialista, ha sido la motivación para la implementación del equipo que se presenta en este artículo, cuyo objetivo principal es el de proporcionar a los ingenieros geotécnicos una nueva herramienta de ensayo in situ para la estimación de la resistencia no drenada en lamas de relave u otros materiales de similar granulometría y permeabilidad. Junto a la descripción de los componentes que conforman el equipo, se presentan algunos resultados obtenidos en lamas de relave.

Breve reseña de la veleta de corte

La veleta de corte consiste en una cruceta metálica de dimensiones estandarizadas que se inserta en el suelo a analizar. Una vez colocada, se aplica un torque sobre el sistema de barras con el fin de movilizar una superficie de falla cilíndrica, tal como se muestra en Figura 1. Al rotar la veleta, y tras alcanzar un torque máximo, el procedimiento indicado tanto en el Eurocode (2000) como en ASTM D 2573 (2008) sugieren realizar 10 vueltas adicionales de manera de lograr un estado de suelo remoldeado o residual, registrando también el torque asociado a esta condición (torque residual).

Para veletas de corte cuyas láminas son rectangulares (también existen veletas con láminas que terminan con puntas recortadas) y cuya relación alto:diámetro es 2:1, es posible demostrar que la resistencia al corte no drenada queda dada por la siguiente ecuación (Wroth, 1984; Powrie, 2004):

$$S_u = 0.273 \frac{T}{D^3} \tag{1}$$

donde S_u es la resistencia al corte no drenada, T es el torque aplicado a la veleta y D es el diámetro de la veleta. Para el cálculo de (1), se asume que tanto el manto cilíndrico como ambos círculos de los extremos (superior e inferior) generan resistencia. Al respecto, si bien considerar la totalidad del área superior es discutible, esta hipótesis es conservadora en el cálculo de S_u respecto a no considerarla. En caso de utilizar el torque máximo del ensayo, se obtendrá el valor de S_u máximo. Asimismo, si se utiliza el torque residual o remoldeado, se obtendrá el correspondiente valor residual de S_u . Al respecto, la Figura 2 presenta una curva torque-ángulo de giro de un ensayo de veleta en suelo inalterado.

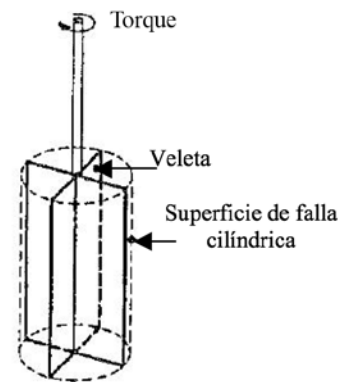


Figura 1: Esquema veleta de corte y superficie de falla

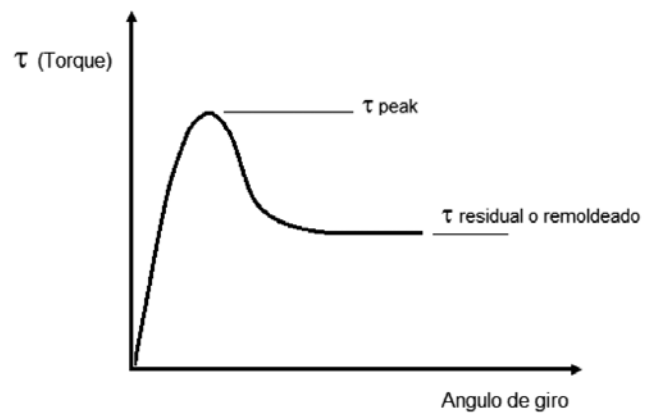


Figura 2: Resultado tipo torque-ángulo de veleta de corte en suelo inalterado

Respecto a la velocidad de rotación, y considerando que la veleta de corte es utilizada en suelos finos cohesivos, el Eurocode (2000) sugiere rotaciones de entre 0.1 y 0.2 °/s (0.017 y 0.033 rpm respectivamente), mientras que la ASTM

D 2573 (2008) indica que la velocidad de rotación debe ser igual a $0.1 \text{ }^\circ/\text{s}$ (0.017 rpm). Al tener suelos más permeables en relación con los suelos finos cohesivos, como lo son las lamas de relave, estas velocidades de rotación no permiten asegurar que el giro de la veleta generará respuesta no drenada en el suelo, sino que probablemente los excesos de presión de poros se alcanzan a disipar. En consecuencia, y con el fin soslayar este efecto, el equipo desarrollado permite generar velocidades angulares de ensayo en torno a 100 rpm , velocidad que se estima suficiente para generar una respuesta no drenada. En este sentido, cabe señalar que lo presentado en este artículo corresponde a las primeras experiencias desarrolladas en IDIEM en relación a veletas de alta revolución, por lo que podría darse el caso que futuras pruebas, en las cuales se realicen ensayos variando la velocidad angular, proporcionen mayores antecedentes respecto a la definición de la mencionada velocidad de giro.

Composición del equipo

El equipo de veleta de corte fue desarrollado para acoplarse al sistema de rotación de la sonda de IDIEM modelo Longyear LG-520 (ver Figura 3). Esta sonda geotécnica dispone de un sistema que permite regular la velocidad de rotación de las barras, lo que fue de gran utilidad en la etapa de las pruebas iniciales del sistema, testeando rotaciones entre 85 y 200 rpm .



Figura 3: Sonda geotécnica LG-520

En adición a la sonda, los principales equipos utilizados en la implementación de la veleta son:

- Sensores de torque electrónicos, de 100 Nm y 1000 Nm de capacidad máxima y precisión del 1% de esta capacidad (Figura 4).

- Procesador de datos ARM CORTEX 32 bits, con una tasa de muestreo de 2000 datos por segundo.
- Barras BQ que conforman el sistema de rotación de la veleta.
- Barras HQ utilizadas como revestimiento del pozo.
- Rodamientos de alto rendimiento.
- Acoples y conexiones para incorporación del sensor de torque y la veleta al sistema de rotación (Figura 5).
- Veleta metálica de 55 mm de diámetro, 110 mm de alto, 2 mm de espesor de las platinas o aspas, vástago de 12.7 mm de diámetro y 55 cm de largo (Figuras 6 y 7).
- Notebook para almacenamiento y procesamiento de datos.



Figura 4: Torquímetro eléctrico



Figura 5: Acoples con dado para conexión macho-hembra a torquímetro

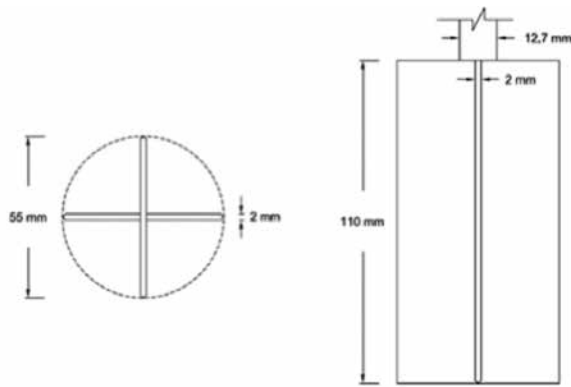


Figura 6: Dimensiones veleta de corte



Figura 7: Veleta de corte



Figura 8: a) Rodamiento en sistema montado y b) acercamiento rodamiento superior

El sensor eléctrico de torque se incorpora al eje de rotación en la parte superior del sistema de barras (ver Figura 8) mediante la conexión de acoples macho-hembra rectangulares como los mostrados en la Figura 5. Este sensor, que mide torque y ángulo de giro, se conecta a la caja registradora y procesadora de datos para su operación por parte del ingeniero especialista. Además, con el objetivo de mantener la verticalidad del sistema y reducir el roce (y por lo tanto los torques parásitos), se colocan dos rodamientos de alto rendimiento, uno bajo el sensor de torque (ver Figura 8, rodamiento superior) y el otro en la salida inferior, en donde se conecta la veleta (Figura 9). Además, para reducir el pandeo de las barras BQ, se

colocan rodamientos entre las uniones de éstas, los cuales se apoyan por el interior de la barra de revestimiento de diámetro HQ. El esquema del equipo de veleta instalado se presenta en Figura 10.

Como se aprecia en la Figura 8b, una mordaza sujeta el revestimiento HQ mientras que la otra fija el rodamiento superior por donde rota el sistema de barras BQ.



Figura 9: Rodamiento inferior, con sistema para conexión de veleta

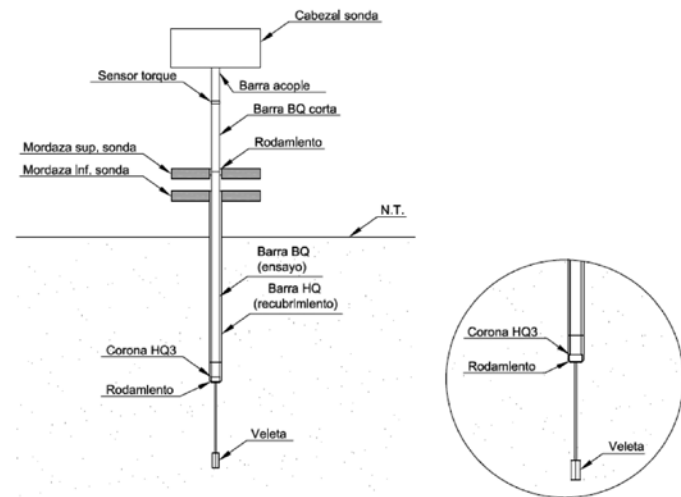


Figura 10: Esquema del equipo instalado para ensayo.

Metodología de ensayo

Instalada la sonda geotécnica en el punto de perforación, en primera instancia se perfora con corona diamantina



HQ3 hasta alcanzar una profundidad igual a 55 cm por sobre la cota de ensayo de veleta que se ha especificado. De esta forma, todo el sistema de barras de diámetro HQ queda revistiendo el pozo. Luego, se introduce el sistema de barras BQ y se conecta el torquímetro y rodamientos, sin la colocación de la veleta. Una vez instalado, se realizan al menos cinco pruebas iniciales, esto para medir los torques parásitos inherentes al sistema de barras BQ, rodamientos, acoples y efectos de turbulencia por el agua que gira en la salida del rodamiento, medición que posteriormente permite corregir los resultados de la rotación con la veleta instalada.

Finalizado el proceso de calibración, se retiran las barras BQ para instalar la veleta en el extremo inferior, para luego volver a introducir las por el interior de las barras HQ. Una vez alcanzado el suelo natural, la veleta es insertada mediante la presión continua que proporciona la sonda (no se utiliza golpeteo o rotación) en forma análoga a la metodología utilizada para muestreo con tubo de pared delgada Shelby. Tras el posicionamiento de la veleta, se conecta el sistema electrónico de recolección de datos y se realiza el ensayo aplicando una velocidad de rotación en torno a las 100 rpm.

Pruebas iniciales

Durante el transcurso de la implementación del ensayo de veleta de corte a altas revoluciones, se realizaron ensayos de rotación sin veleta para visualizar los efectos tanto del sistema de barras como de la metodología de ensayo en la medición del torque. Para esto, se realizaron rotaciones a diferentes velocidades angulares en un sondaje de prueba, instalando 15 m de barras BQ. Se utilizó el torquímetro de capacidad máxima de 100 Nm. Los resultados obtenidos se presentan en la Figura 11.

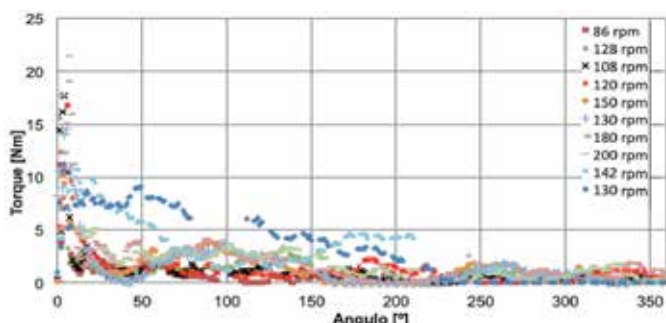


Figura 11: Pruebas iniciales “al aire”, con 15 m de barras BQ

Los resultados muestran que al inicio de la rotación se generan torques con valores entre 10 y 21 Nm aproximadamente, coincidiendo que los valores más altos corresponden a la tasa de rotación también más elevada (200 rpm), mientras que los más bajos se asocian a la menor velocidad de rotación utilizada (86 rpm). Estas mediciones permitieron visualizar el efecto de la inercia del sistema de barras, lo que se corroboró con el cálculo teórico de esta inercia y la verificación de la similitud de los valores medidos con los teóricos calculados. Tras los torques iniciales, las mediciones muestran que el sistema de barras genera un torque intrínseco entre 1 y 4 Nm.

Junto a esta prueba inicial, en taller se efectuó otra prueba que consistió en la excavación de una calicata de 1.5 m de profundidad y de superficie de 1 m x 1 m, para luego ser rellenada con arena normalizada suelta y saturada. Se efectuó el ensayo de veleta cuyos resultados se presentan en las Figuras 12 y 13. Las pruebas denominadas Calibración corresponden a los ensayos sin veleta, tal como se explicó en el acápite de metodología de ensayo.

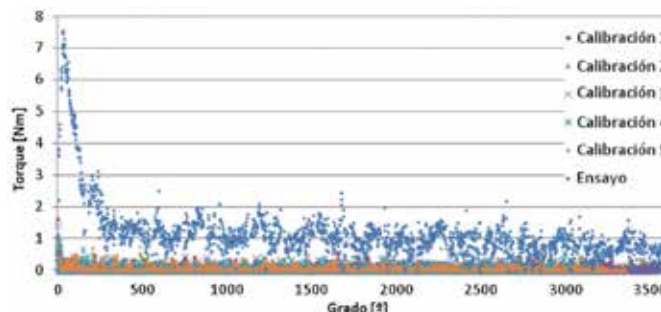


Figura 12: Ensayo de prueba en arena suelta saturada.

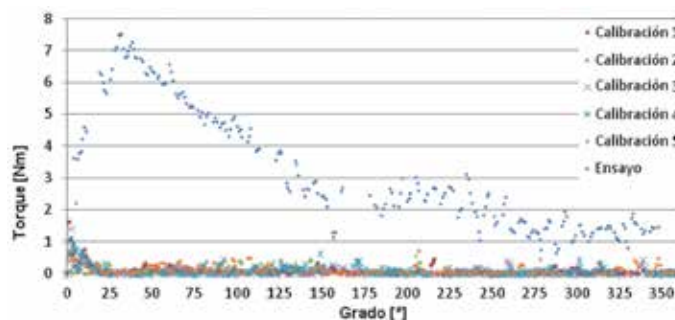


Figura 13: Ensayo de prueba en arena suelta saturada, detallado a 360°

Las Figuras 12 y 13 permiten distinguir claramente la curva torque-ángulo de giro del suelo de las curvas de calibración efectuadas. Así, se obtienen mediciones de torque máximo



sin corregir en torno a los 7 Nm y torque residual sin corregir en torno a 2 Nm para las arenas saturadas.

Curvas torque – ángulo en lamas de relave

Las Figuras 14 y 15 muestran dos ensayos de veleta de corte realizados en lamas de relave, a distintas profundidades, a fin de presentar las curvas torque-ángulo de giro que el equipo implementado permite obtener como resultado final.

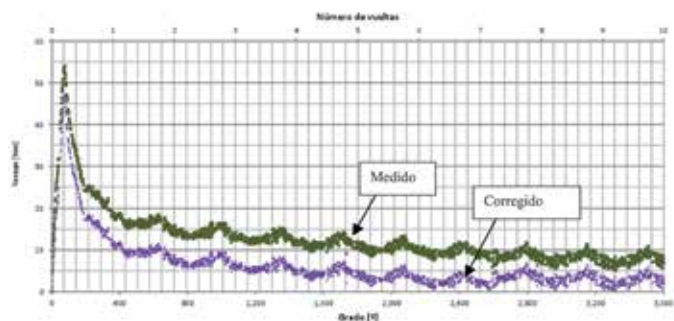


Figura 14: Curva 1 Torque – ángulo de giro en lama de relave. Velocidad de rotación 90 rpm

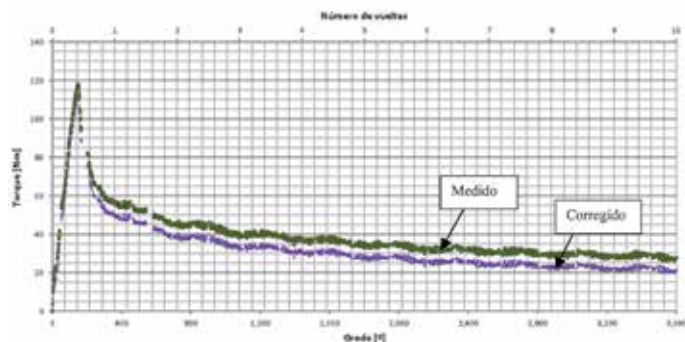


Figura 15: Curva 2 torque – ángulo de giro en lama de relave. Velocidad de rotación 110 rpm

De los resultados presentados, cabe señalar el hecho que los torques medidos muestran una tendencia a estabilizarse tras 5 giros -y aun así no se estabilicen por completo durante los ensayos realizados-, sugiere un fenómeno complejo de deformación por corte y de aumento y disipación de la presión de poros en torno a la falla durante el giro de la veleta. En este sentido, notar que en ambos ensayos, tras una vuelta completa de la veleta, la medición del torque viene en descenso. Luego, definir a qué número de vueltas se ha alcanzado el estado residual del suelo pareciera complejizarse, no obstante es evidente considerar que

a las diez vueltas de rotación el suelo ya se encuentra completamente remoldeado. A partir de lo anterior, resulta conveniente mencionar la necesidad de futuros estudios orientados a comprender más exhaustivamente el fenómeno físico que se genera sobre la superficie de falla y su entorno al estar sometida a giros con velocidades del orden de las utilizadas en los ensayos presentados, en particular en relación a la transmisión de esfuerzos de corte y aumentos y disipaciones de presiones de poro en el volumen de suelo que se solicita con el giro de la veleta.

Comentarios finales

La conformación del equipo (implementos mecánicos, eléctricos y sistema de toma y proceso de datos), junto a la metodología empleada para la realización de ensayos de veleta de corte a alta revolución -velocidades angulares en torno a 100 rpm- permite obtener curvas torque-ángulo de giro representativas del comportamiento no drenado de los suelos ensayados, a través de las cuales es posible estimar valores de resistencias al corte no drenadas S_u , máxima y residuales. En consecuencia, este equipo se constituye como una herramienta adicional a las existentes (tales como CPT-u, ensayos triaxiales, SPT en sondajes) para uso de ingenieros geotécnicos con el propósito de definir la resistencia al corte no drenada de lamas de relave u otros materiales no cohesivos, teniendo en consideración las correspondientes restricciones granulométricas de tamaños máximos, la permeabilidad del suelo y de interpretación de las curvas obtenidas, en especial sobre la resistencia residual en vista de la discusión planteada.

Finalmente, es importante mencionar que durante el proceso de confección del equipo se constató que los principales factores que inciden en una adecuada ejecución del ensayo y obtención de datos son: minimización de giros excéntricos del sistema de barras BQ y veleta de corte a través de uso de barras totalmente verticales (sin curvaturas) y colocación de rodamientos; cuantificación de los torques inherentes al sistema mediante la ejecución de pruebas de calibración o “seteo” antes de efectuar cada ensayo de veleta; reducción de torques parásitos mediante la inclusión de rodamientos; e inserción de la veleta en el suelo mediante un sistema de presión continua, sin inducir ningún golpe o rotación.



Referencias

ASTM D 2573 (2008). Standard test method for field vane shear test in cohesive soil. West Coshohocken, PA, USA

Eurocode 7 (2000). Geotechnical Design. Part 3: Design assisted by fieldtesting. DD ENV 1997-3:2000

Ladd, C.C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F. and Poulos, H.G. (1977). Stress-deformations and strenght characteristics. State of the art report, IX *International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, 2, 421-497

Powrie, W. (2004). *Soil Mechanics. Concepts and applications*. Spon Press, Taylor & Francis

Wroth, C.P. (1984). The interpretation of in situ soil tests. *Géotechnique* 34(4), 449-489



EecoLab Ltda.

Laboratorio de Suelos, Ensayos y Control de Obras

Presente en todas las etapas de su proyecto



Mecánica de Suelos

Toda obra de Ingeniería Civil transmite cargas al suelo de una u otra forma. Por lo tanto el objetivo principal de la Mecánica de Suelos es estudiar el comportamiento del suelo como base de sustentación de estas estructuras o para ser usado como material de construcción.

De esta manera EecoLab Ltda ofrece a sus clientes un servicio en que se pueden conocer las propiedades mecánicas, el comportamiento y la utilización del suelo como material estructural, de tal manera que las deformaciones y resistencia del suelo ofrezcan seguridad, durabilidad y estabilidad a las estructuras proyectadas.



Sondajes Geotécnicos

EecoLab Ltda. cuenta con prestación de servicios de sondaje geotécnico para proyectos en el área de la Ingeniería, tales como Puentes, Caminos, Obras Hidráulicas para proyectos Públicos y Privados, además en Obras Industriales y en el área de la Edificación para efectos de Clasificación Sísmica según NCh 433 y D.S. 61 de Vivienda y Urbanismo; para esto cuenta con equipos marca Longyear con alcance de perforación de 100 ml en HQ3, y teniendo habilitado ensayo de Penetración Estándar, según se establece en NCh 3364. A la infraestructura física se agrega un equipo de profesionales con vasta experiencia en el área geotécnica, que responderán a los requerimientos técnicos específicos del área.



Geofísica

EecoLab tiene un fuerte compromiso frente al cumplimiento de las exigencias de las normativas sísmo resistentes actualmente vigentes en Chile (NCh 433 NCh 2369 y Ds61), para lo cual ha implementado el método geofísico basado en la naturaleza dispersiva de las ondas superficiales ReMi (Refraction Microtremor) ensayo que utiliza básicamente la energía contenida en el ruido sísmico ambiental. Para la obtención de registros se utiliza un tendido de geófonos verticales de 4.5Hz enlazados mediante un cable Tiger de 12 canales que lleva información al sismógrafo Summit x Stream de 24 bits de resolución y 24 canales de muestreo simultáneos. Además a la fecha se encuentra en proceso de implementación el Método de Nakamura el que podrá entregar una estimación de la función de transferencia aproximada de los suelos sedimentarios.



Control de Obras

La Construcción y la obra civil están en constante evolución y para ello EecoLab Ltda. cuenta con profesionales y técnicos de vasta experiencia, quienes están en constante capacitación para poder entregar resultados oportunos y técnicamente válidos.

Nuestro Laboratorio cuenta con áreas destinadas a la realización de los principales ensayos.

Hormigón y sus materiales, en donde realizamos ensayos de áridos, hormigón fresco y endurecido.

Mecánica de suelos para Análisis de materiales, control de densidades con método del cono de arena y método nuclear.



*alcance disponible en nuestro sitio web

Modelación de un ensayo de corte directo en arena mediante el método de elementos discretos tridimensional

Modelling of a direct shear test in sand using the 3D Discrete Element Method

Fecha de entrega: 10 de diciembre 2014

Fecha de aceptación: 29 de mayo 2015

Antonio Salazar, Esteban Sáez y Gislaine Pardo

Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Pontificia Universidad Católica de Chile, Vicuña Mackenna 4860, Macul, Santiago, Chile, afsalaza@uc.cl, esaez@ing.puc.cl, gspardo@uc.cl

En el presente trabajo se presenta un ensayo de corte directo sobre una arena gruesa, modelado usando el Método de Elementos Discretos tridimensionales. Esta metodología representa el suelo como un conjunto de partículas, reproduciendo su respuesta macroscópica mediante las interacciones micro-mecánicas entre partículas. El modelo DEM consistió en aproximadamente 70000 partículas perfectamente esféricas. El tamaño de las partículas es consistente con la granulometría real de la arena ensayada. Se exploraron varias metodologías con el fin de reproducir un índice de vacíos inicial similar al de laboratorio. Los resultados numéricos del modelo fueron comparados con los resultados de ensayos experimentales de una arena gruesa proveniente de etapas previas de este estudio. El objetivo fue el de reproducir precisamente la respuesta macroscópica obtenida en el ensayo de laboratorio con el modelo de elementos discretos, y estudiar el efecto de los micro-parámetros en la relación tensión-deformación, así como en la dilatación del material. Se estudió además la migración de partículas fuera del plano de corte, así como los aspectos micromecánicos ligados a la formación de la banda de corte característica de este tipo de ensayos. Los resultados muestran que, al incluir un modelo de resistencia a la rotación para simular la forma de las partículas, la respuesta en tensión puede ser reproducida adecuadamente con este método, pero la dilatación característica de una arena densa es muy difícil de replicar.

Palabras clave: método elementos discretos tridimensionales, granulometría real, modelo de resistencia a la rotación

In the present article, a direct shear test was modelled using the 3D Discrete Element Method. This approach describes the soil as an assembly of particles, reproducing the macroscopic soil behaviour from micro-mechanics interactions between individual particles. About 70000 particles were used in a 3D model, developed to reproduce a direct shear test. The numerical model results will be compared with experimental tests of a coarse sand from previous stages of this research. The real material was modeled as perfect individual spheres, with sizes consistent with the real grain size distribution and with a rolling friction approach to include the sand's grain shape. Several methodologies were followed in order to reproduce an initial void ratio similar to those obtained experimentally. The goal is to accurately reproduce the macro-scale response of the laboratory tests with the DEM model, and to study the effect of the micro-mechanical parameters in the stress path and the material deformation. Two specimens with different initial void ratio were modelled to study the effect of the micro-mechanical parameters and the initial fabric compactness on the model results. Afterwards, a model calibrated against experimental data is presented with a brief analysis of the particle migration and the contact orientation. The results show the development of a clear shear zone in the middle portion of the specimens, with an evident out of plane migration of particles. It is shown that, including a rolling resistant model, the stress path can be appropriately reproduced, but the dilatancy characteristic of a dense sand was very difficult to replicate.

Keywords: 3D Discrete Element Method DEM, real grain size distribution, rolling resistant model

Introducción

En este trabajo se desarrolló un modelo del ensayo de corte directo utilizando el Método de los Elementos Discretos

DEM en su versión tridimensional, de forma de investigar la habilidad de esta técnica para reproducir la respuesta de una arena limpia. El ensayo consiste en una pequeña caja de

dos hemisferios, al inferior se le impone un desplazamiento controlado mientras que el superior permanece estático, registrándose la fuerza de reacción. Sobre la parte superior se le aplica una fuerza de confinamiento vertical y su desplazamiento es monitoreado.

Se decidió implementar la versión tridimensional del método DEM puesto que la versión plana no predice adecuadamente el ángulo de fricción máximo y residual bajo condiciones de corte (Fleischmann *et al.*, 2013), debido a la migración fuera del plano de las partículas entre otros efectos. Para poder considerar la granulometría real del material en el modelo, los granos de arena se simularon como esferas perfectas con un modelo de fricción a la rotación para representar el efecto de la forma (Wensrich y Katterfeld, 2012).

El efecto que los parámetros micro-mecánicos tienen sobre el comportamiento al corte del material, se estudiaron a través de un análisis de sensibilidad. Además, dos probetas fueron modeladas con diferente índice de vacíos inicial, para de esta forma poder también analizar el efecto de la compactación inicial sobre la respuesta. Finalmente, se realizó una nueva probeta con parámetros calibrados para reproducir la respuesta experimental real de la arena (Pardo, 2013; Pardo y Sáez, 2014). También se presenta la red de fuerzas y se ilustra la migración de partículas que tiene lugar fuera del plano de aplicación del corte.

Desarrollo del modelo de Elementos Discretos

Descripción de la arena gruesa ensayada

Las propiedades mecánicas más importantes de la arena ensayada se muestran en la Tabla 1, como se puede observar se trata de una arena con un poco de cohesión. Las propiedades de resistencia al corte fueron obtenidas de ensayos de corte directo a tres diferentes confinamientos: 40, 80 y 160 kPa. La información de los transductores de fuerza y desplazamiento obtenida de estos ensayos de corte, se utilizaron para comparar los resultados de los modelos numéricos.

La Figura 1a muestra los bordes aparentes de diferentes granos de la arena ensayada, obtenidos a partir de fotografías tomadas con un microscopio y utilizando para su procesamiento el paquete Balu para Matlab (Mery, 2011). Bajo un análisis visual, las partículas tienen una esfericidad

cercana a los 0.8 y una redondez de 0.5 aproximadamente, lo cual corresponde a una arena de partículas de forma sub-redondeada. Según el análisis granulométrico de la Figura 1b, la arena tiene menos de 1% de material fino, quedando retenida prácticamente toda su masa en cuatro tamices y siendo el N° 16 el más grande (partículas entre 2.16 y 1.18 mm de diámetro).

Tabla 1: Propiedades de la arena real

Propiedad	Valor
Densidad ρ , kg/m ³	1578
Índice de vacíos e_0	0.679
Porosidad n_0	0.405
Ángulo de fricción ϕ' , °	35
Cohesión c' , kPa	8

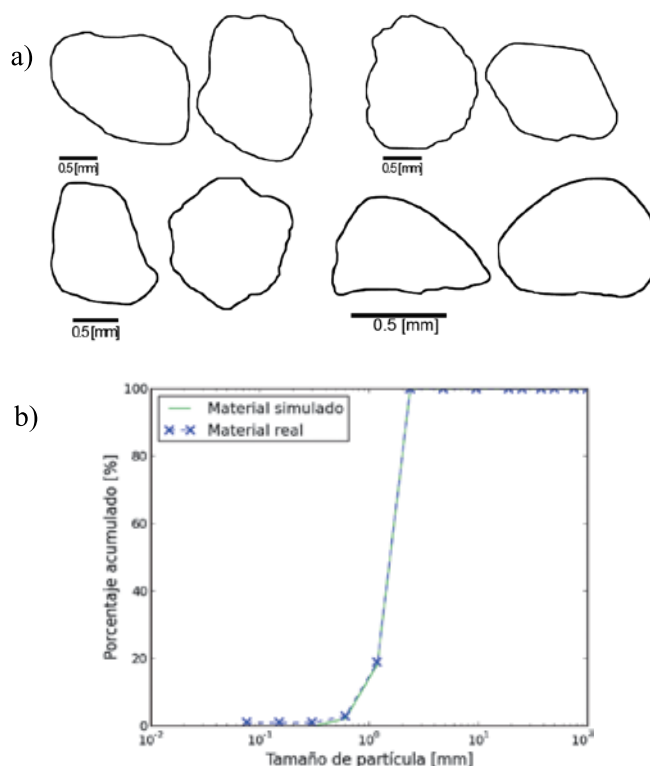


Figura 1: a) Bordes de los granos de arena y b) distribución granulométrica real y simulada

Breve descripción del Método de Elementos Discretos

La principal ventaja de este método, es que simula el material como un conjunto de partículas individuales que interactúan entre sí, lo que permite capturar el movimiento relativo y rotaciones de todos los granos que componen el medio, sin la necesidad de un modelo constitutivo sofisticado. Debido a la independencia de los grados de libertad se pueden modelar grandes deformaciones, sin

mayor dificultad. Para aplicaciones con medios granulares, el equilibrio dinámico queda determinado por la segunda ley de Newton en (1) y en (2), donde M_i e I_i son la masa y la inercia de la i -ésima partícula, F^{ij} y M^{ij} son la fuerza de contacto inducida por la partícula j sobre la partícula i , y el momento que induce esta fuerza. F_e es la fuerza producto de cualquier campo externo (sólo la gravedad es considerada en este trabajo) y M_e el momento respectivo debido a la fuerza F_e .

$$M_i \ddot{x}_i = \sum_j F^{ij} + F_e \quad (1)$$

$$I_i \ddot{\theta}_i = \sum_j M^{ij} + M_e \quad (2)$$

El tiempo es dividido en pequeños intervalos, donde los desplazamientos y rotaciones son calculados a través de la doble integración de (1) y (2). Para evitar inestabilidad del sistema y asegurar la convergencia del modelo, se debe adoptar un paso de tiempo pequeño. En este estudio, el paso de tiempo máximo se considera como el mínimo entre los criterios de Hertz y de Rayleigh (Li *et al.*, 2005). El modelo fue implementado utilizando el programa LIGGGHTS (Kloss *et al.*, 2012), el cual es un código de Elementos Discretos especialmente adaptado para resolver problemas con materiales granulares e implementado para trabajar en paralelo. Mayor información se puede encontrar en el sitio web de los desarrolladores.

Modelación de los contactos intergranulares

El modelo más usado para simular la fuerza de repulsión cuando dos partículas se encuentran, y el adoptado en esta investigación, es el modelo basado en la teoría de contacto de Hertz (1882), expresión (3). Esta teoría utiliza las propiedades elásticas del material (módulo de Young equivalente \bar{E}) y el área de contacto para calcular la fuerza normal. Debido a que el modelo considera el área de contacto, la relación es no lineal con la interpenetración δ_n y con el radio equivalente \bar{R} .

$$F_n = \left(\frac{4}{3} \bar{E} \sqrt{\bar{R}} \right) \delta_n^{1.5} \quad (3)$$

$$\frac{1}{\bar{E}} = \frac{(1-\nu_i^2)}{E_i} + \frac{(1-\nu_j^2)}{E_j} \quad (4)$$

$$\frac{1}{\bar{R}} = \frac{1}{R_i} + \frac{1}{R_j} \quad (5)$$

La magnitud de la fuerza tangencial está determinada por la teoría de Mindlin (1949) y limitada por el criterio de fricción de Coulomb, según (6). De esta forma, si la fuerza tangencial supera el criterio determinado por la fuerza normal F_n y el coeficiente de fricción μ , las partículas deslizan relativamente entre sí.

$$F_{\max}^t \leq |\mu F_n| \quad (6)$$

Como los granos se modelaron como esferas perfectas, adicionalmente se aplicó el modelo de fricción a la rotación de Ai *et al.* (2011) para considerar el efecto de la forma de los granos. Este modelo adiciona un momento al equilibrio dinámico de cada partícula que ayuda a estabilizar la rotación. El modelo se controla a través de dos parámetros: el coeficiente de amortiguamiento viscoso a la rotación η y el coeficiente de fricción a la rotación μ_r . La razón para utilizar este tipo de modelos recae en que la orientación de la fuerza de contacto no siempre pasa por el centroide de las partículas (lo que se asume implícitamente cuando se utilizan esferas perfectas), como se ilustra en la Figura 2.

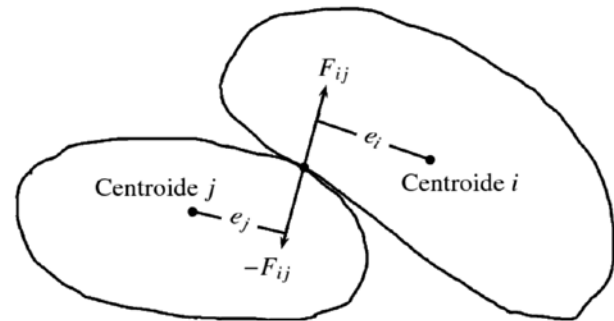


Figura 2: Contacto entre granos reales

Distribución del tamaño de las partículas simuladas

El tamaño de las partículas simuladas es completamente acorde con la granulometría real, como se puede ver en la Figura 1b. En esta figura, también se puede observar que el porcentaje más fino (inferior al 1%) no fue modelado, puesto que considerar estas partículas incrementa considerablemente el costo computacional, sin tener una mayor influencia en la respuesta macroscópica del modelo. El mismo porcentaje de masa de arena retenida en cada uno de los tamices ASTM fue simulado con partículas

cuyo diámetro fue distribuido linealmente entre la abertura del tamiz donde quedaron retenidas y la abertura del tamiz superior, como se puede observar en la Figura 3a. El 1% más fino que no fue modelado fue distribuido en los otros tamices, y es por esto que en la Figura 3b el porcentaje simulado acumulado en cada tamiz es ligeramente superior al porcentaje real.

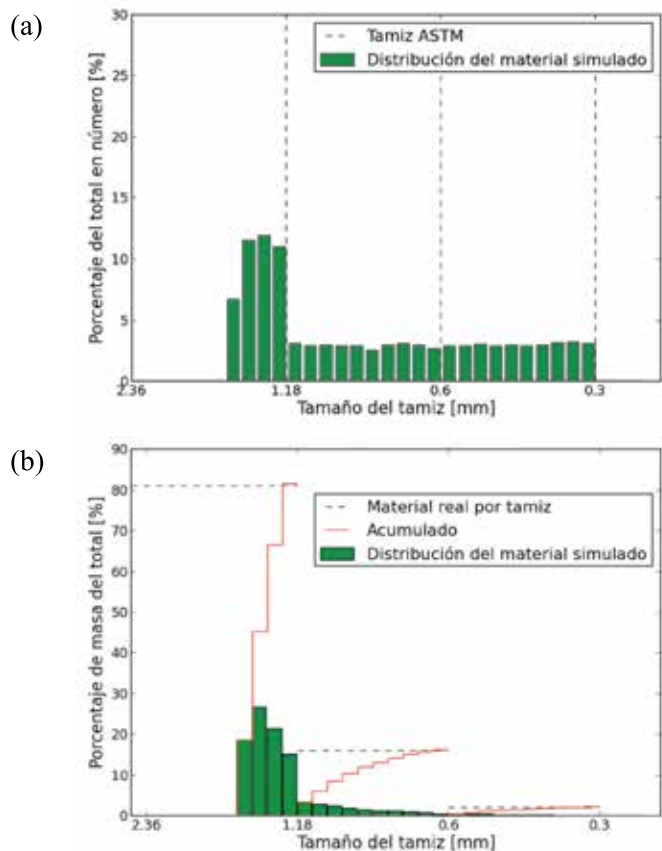


Figura 3: a) Histograma del número de partículas simuladas y b) histograma de partículas por masa

Condiciones de borde y generación del conjunto de partículas

Todas las paredes reales del ensayo, excepto la superior, fueron modeladas como bordes rígidos. Este tipo de condición de borde no tiene inercia y su movimiento es controlado a través de la imposición de la velocidad. Estos bordes rígidos repelen las partículas usando también la teoría de Hertz según (3). El borde superior fue simulado como un borde servo-controlado, el cual actúa igual que un borde rígido, pero la diferencia es que su velocidad es manejada automáticamente a través de un algoritmo

para mantener una presión objetivo constante sobre las partículas.

Cada una de las probetas simuladas se compone por 70000 partículas aproximadamente, las cuales se generan aleatoriamente en el espacio en tres capas de 0.8 cm cada una. Una vez que las partículas de la capa son creadas, se dejan caer libremente producto de la gravedad hasta que se alcanza el equilibrio. Este proceso es repetido 3 veces para llenar la caja de corte hasta una altura de 2.4 cm. Para finalizar con el proceso de asentamiento se activa el borde servo-controlado y se confinan las partículas. Finalmente, se impone una velocidad a todos los bordes de la mitad inferior y se detienen cuando se ha alcanzado una deformación de 8 mm. El modelo desarrollado descrito anteriormente se puede observar en la Figura 4.

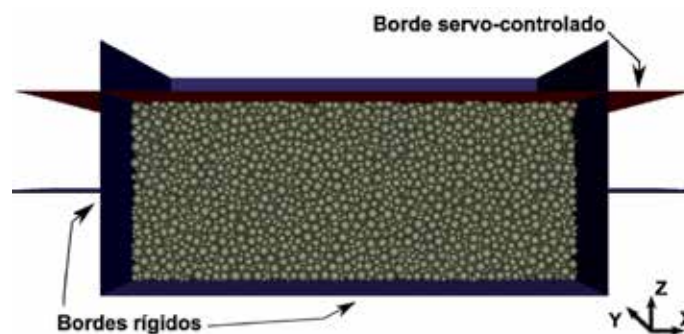


Figura 4: Modelo DEM implementado

Para controlar el índice de vacíos inicial e_0 , y así obtener probetas densas o sueltas, diferentes coeficientes de fricción inicial μ_i fueron utilizados. Entre más bajo el valor de μ_i utilizado, mayor es la densidad de la probeta. Antes de comenzar el proceso de corte, se modifican los valores de μ , μ_r y η para simular el comportamiento de la arena. No se utiliza el modelo friccional rotacional durante el proceso de fabricación de la probeta.

Micro-parámetros en la respuesta macroscópica

Dos probetas diferentes (A y B) fueron modeladas para investigar los efectos de los parámetros micro-mecánicos en la respuesta macroscópica, cuyas propiedades se indican en la Tabla 2. La diferencia entre estas dos probetas es que se utilizaron diferentes coeficientes de fricción inicial μ_i , consecuentemente se obtienen diferentes índices de vacíos iniciales e_{0i} . El peso específico de la fase sólida γ_s fue

obtenido a partir de pruebas de laboratorio, mientras que los módulos de Young E y coeficiente de Poisson ν fueron elegidos de tal forma de tener una rigidez de contacto realista, según (3).

Tabla 2: Propiedades de las probetas simuladas

Propiedad	Probeta A	Probeta B	Probeta C
γ_s , kg/m ³	2650	2650	2650
E , kg/m ²	$5 \cdot 10^8$	$5 \cdot 10^8$	$5 \cdot 10^9$
ν	0.256	0.256	0.256
μ_i	0	0.3	0.3
η_i	0	0	0
μ_{ri}	0	0	0
μ	0.3 - 0.6	0.3 - 0.6	0.3
η	0.3 - 0.6	0.3 - 0.6	0.1
μ_r	0.3 - 0.6	0.3 - 0.6	0.4
e_{oi} obtenido	0.489	0.594	0.643

En la Figura 5 se muestra la respuesta del material para diferentes combinaciones del coeficiente de fricción μ , el coeficiente de amortiguamiento viscoso a la rotación η y el coeficiente de fricción a la rotación μ_r , durante la fase de corte. Se puede observar en la comparación de tensión de la Figura 5a que el coeficiente de fricción μ tiene influencia tan sólo a pequeñas deformaciones, tendiendo a incrementar sólo el valor máximo de tensión. Para deformaciones mayores a 4 mm (gran deformación), todas las curvas tienen aproximadamente el mismo valor, lo que indica que tan sólo con el uso del coeficiente de fricción de Coulomb no se puede controlar la respuesta a grandes deformaciones. Con respecto a la deformación volumétrica, el incremento del valor de este parámetro aumenta la dilatación de la muestra sin cambiar considerablemente la forma de la curva, obteniéndose una configuración más suelta conforme crece el valor de este parámetro (Figura 5).

Los resultados del análisis efectuado para el coeficiente de amortiguamiento viscoso a la rotación η se muestran en la Figura 5b. El efecto de este parámetro en la respuesta no es muy perceptible, solamente se puede notar un leve incremento de la tensión máxima y del volumen a gran deformación. El efecto más importante del coeficiente de fricción a la rotación μ_r (Figura 5c), es que aumenta la tensión residual. También aumenta el valor máximo de tensión al inicio de la etapa de corte, pero de menor

manera que μ . Al igual que los otros dos parámetros, se puede observar que μ_r incrementa la deformación volumétrica del material. Como este parámetro simula la forma del grano, un mayor valor de este parámetro representa un grano más anguloso, por lo que se simula una mayor trabazón entre partículas lo que se manifiesta como una tensión máxima algo mayor y como un aumento de la deformación volumétrica. En términos generales, la variación volumétrica del material a lo largo del proceso de corte fue muy difícil de replicar.

En las tres comparaciones se aprecia que la probeta A tiene una mayor tensión a baja deformación, efecto típico de una arena relativamente densa, mientras que la respuesta tensional de la probeta B se asemeja bastante a la de una arena relativamente suelta. La probeta A tiene una pendiente inicial mayor que la probeta B y tiene un mayor desplazamiento vertical de la tapa superior que la probeta más suelta. Estos dos efectos también se comprueban experimentalmente debido a la mayor densidad de contactos, lo cual aumenta la rigidez.

Comparación del modelo numérico calibrado con resultados de laboratorio

Con la información recopilada en el análisis de sensibilidad, se construyó una tercera probeta con parámetros calibrados, los cuales se muestran en la Tabla 2, junto con el índice de vacíos obtenido. Esta probeta se implementó con una mayor rigidez de contacto, para así tener una mayor pendiente inicial, lo que a su vez causa un mayor índice de vacíos debido a que las interpenetraciones son menores. El índice de vacíos de la probeta calibrada difiere levemente del valor real, puesto que la forma no esférica de los granos reales tiende a reducir el índice de vacíos. Para un confinamiento de 160 kPa, el modelo puede reproducir fielmente la curva tensión-deformación durante todo el proceso de corte (Figura 6). Para los confinamientos de 80 y 40 kPa, el modelo puede reproducir la tensión residual, pero no el máximo inicial, esto se puede deber a que en el laboratorio se lograron diferentes índices de vacíos iniciales. La dilatancia del material aumenta con la disminución del confinamiento, lo que también sucede en el laboratorio. En todos los confinamientos la curva de desplazamiento se parece cualitativamente a los datos de

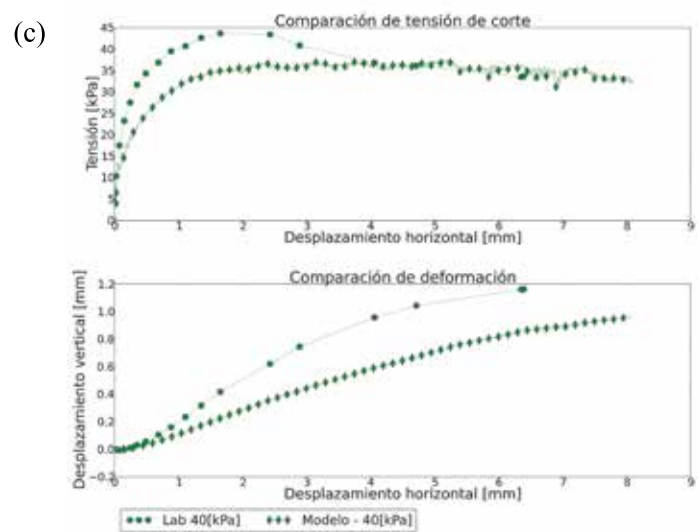
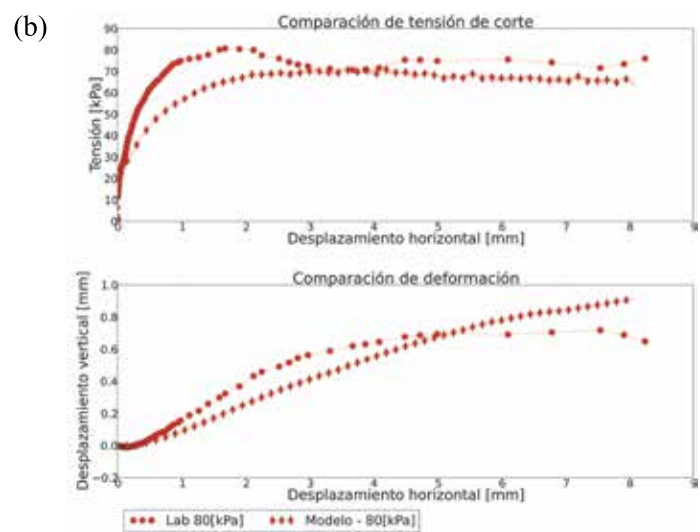
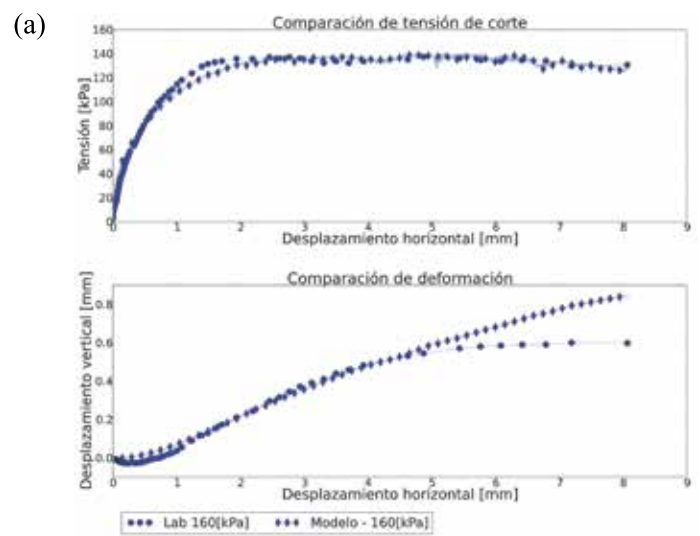
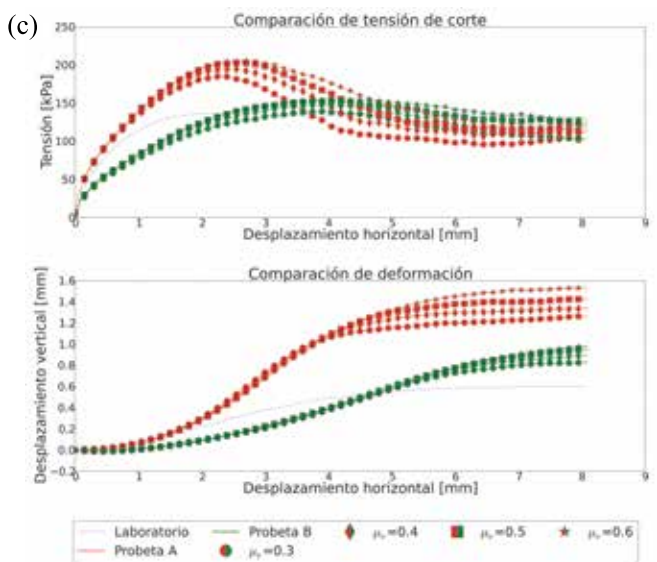
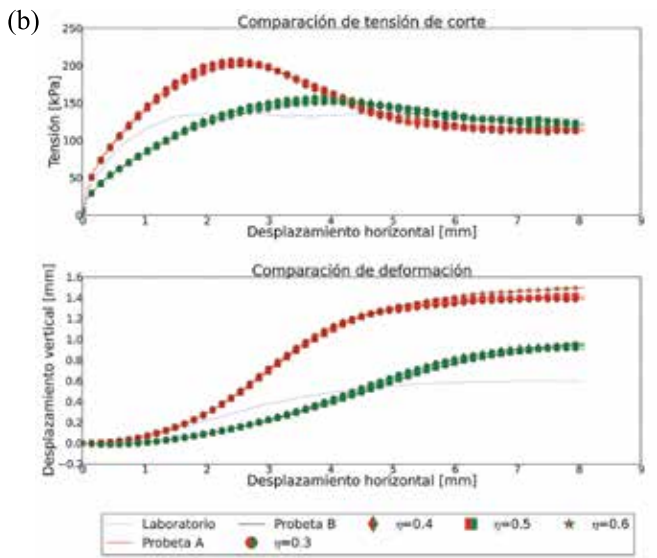
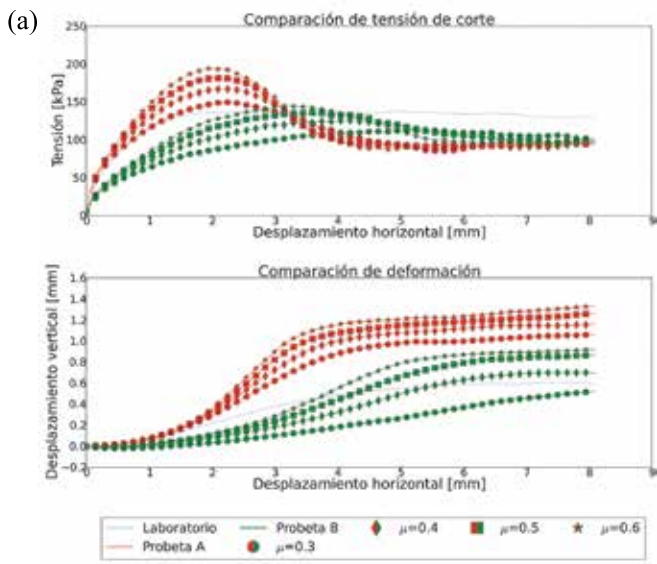


Figura 5: Análisis de sensibilidad de los parámetros de DEM, influencia de a) $\mu_r (\mu_r = 0.2; \eta = 0.2)$, b) $\eta (\mu_r = 0.4; \mu_r = 0.5)$ y c) $\mu_r (\mu_r = 0.4; \eta = 0.5)$

Figura 6: Respuesta del modelo calibrado, a) 160 kPa, b) 80 kPa y c) 40 kPa

laboratorio, pero no se ajusta tan bien como la de tensiones. El aumento volumétrico a grandes deformaciones es altamente influenciado por la forma de las partículas, lo cual es una de las mayores limitantes de este método por el uso de esferas perfectas. En consecuencia, el modelo de fricción a la rotación usado no es capaz de reproducir completamente la transición al estado crítico del material.

La Figura 7 muestra las redes de fuerzas de contactos al final del proceso de asentamiento y al final del corte. Las fuerzas están distribuidas uniformemente al inicio como consecuencia de la presión vertical de confinamiento (Figura 7a). Durante el ensayo, se forma un puntal de suelo diagonal (Figura 7b). Esto se debe a la trabazón entre partículas producto de la geometría y del modelo de fricción a la rotación que dificultan el desplazamiento relativo entre las partículas en la zona central de la probeta.

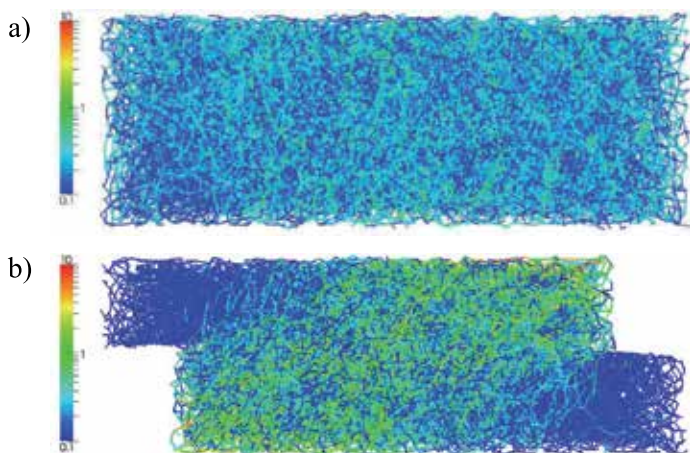


Figura 7: Red de fuerza de contactos a) inicial y b) final

En las Figura 8 y 9, las velocidades de las partículas se promediaron dentro de celdas de 3×1.2 mm para reducir el número de vectores y representar la velocidad como un campo continuo, conteniendo cada celda la información de alrededor 360 partículas. La Figura 8 muestra una vista lateral (plano que se impone el desplazamiento) del campo de velocidades de las partículas. Al principio del ensayo todas las partículas tienen una velocidad similar, lo que indica que el material se comporta como un continuo (Figura 8a). La gran diferencia de velocidades entre las partículas superiores e inferiores evidencia el desplazamiento relativo entre las partículas en una banda de corte de aproximadamente 2.5 veces el diámetro medio (Figura 8b).

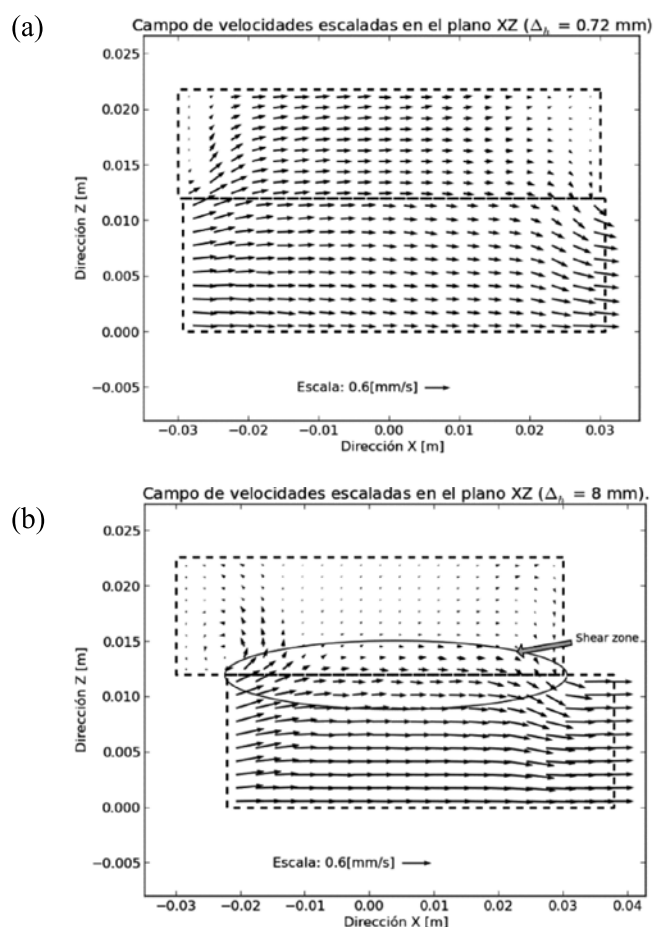


Figura 8: - Campo de velocidades en el plano de corte (plano donde se impone el desplazamiento), a) inicial y b) final

Las partículas no siguen una tendencia clara cuando se ven en el plano normal a la dirección del desplazamiento impuesto (Figura 9), y se mueven con una velocidad 30 veces menor. La existencia de una componente horizontal de velocidad en este plano, indica que las partículas migran de su plano inicial, justificando la implementación de un modelo 3D. Al principio del ensayo las partículas se desplazan verticalmente de forma prácticamente uniforme, con muy poca migración fuera del plano (Figura 9a). Es interesante notar que la migración de partículas no es simétrica, probablemente debido a la generación aleatoria de la posición de las partículas.

Conclusiones

Cuando se utiliza una metodología discontinua como DEM, la densidad inicial es muy importante y a su vez muy difícil de controlar, comparado con las metodologías continuas. Específicamente, en este trabajo fue muy difícil

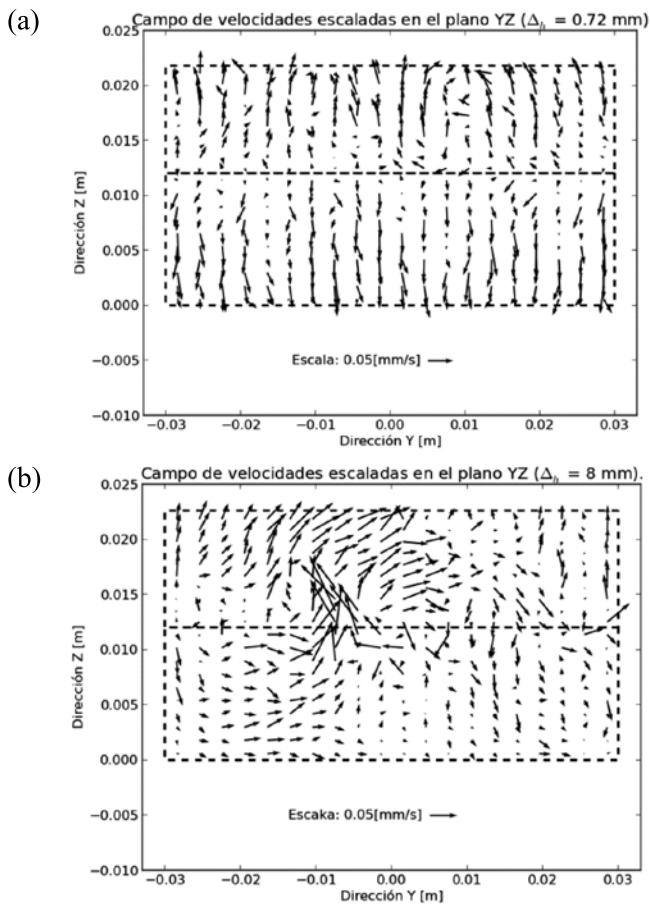


Figura 9: Campo de velocidades fuera del plano de corte, a) inicial y b) final

calibrar los parámetros y la distribución granulométrica adecuada para reproducir conjuntamente el índice de vacíos inicial y la respuesta experimental. Para modelar materiales granulares reales, es imprescindible considerar la forma de la partícula a través de alguna metodología. En este caso, el modelo friccional a la rotación fue adecuado y necesario para simular apropiadamente la respuesta de la arena estudiada. En términos generales, las formas de las curvas obtenidas se acercan bastante a las experimentales. En general, la curva de tensión al corte es cuantitativamente muy similar, mientras que la curva de deformación sólo se asemeja cualitativamente. Con esta metodología de modelación numérica se pueden simular efectos de corte, como se demuestra en la red de contactos. La implementación de un modelo 3D permitió ver migración de partículas fuera del plano del ensayo, por lo que se debe tener mucho cuidado al usar esta y otras metodologías discontinuas en sus respectivas versiones planas.

Agradecimientos

Este trabajo fue posible gracias al aporte del Fondo Nacional de Desarrollo Científico y Tecnológico FONDECYT 11100157.

Referencias

- Ai, J., Chen, J.-F., Rotter, J.M. and Ooi, J.Y. (2011). Assessment of rolling resistance models in discrete elements simulations. *Powder Technology* 206(3), 269-282
- Fleischmann, J., Plesha, M. and Drugan, W. (2013). Quantitative comparison of two-dimensional and three-dimensional discrete-element simulations of nominally two-dimensional shear flow. *International Journal of Geomechanics* 13(3), 205-212
- Hertz, H. (1882). Über die Berührung fester elastischer Körper. *Journal für die reine und angewandte Mathematik* 92, 156-171
- Kloss, C., Goniva, G., Hager, A., Amberger, S. and Pirker, S. (2012). Models, algorithms and validation for opensource DEM and CFD-DEM. *Progress in Computational Fluid Dynamics* 12(2/3), 140-152
- Li, Y., Xu, Y. and Thornton, C. (2005). A comparison of discrete element simulations and experiments for sandpiles composed of spherical particles. *Powder Technology* 160(3), 219-228
- Mery, D. (2011). BALU: A toolbox Matlab for computer vision, pattern recognition and image processing (<http://dmery.ing.puc.cl/index.php/balu>)
- Mindlin, R.D. (1949). Compliance of elastic bodies in contact. *Journal of Applied Mechanics* 16, 259-268
- Pardo, G. (2013). *Estudio experimental y numérico del efecto arco*. Tesis de magíster, Pontificia Universidad Católica de Chile
- Pardo, G. and Sáez, E. (2014). Experimental and numerical study of the arching effect in coarse sand. *Computers and Geotechnics* 57, 75-84
- Wensrich, C.M. and Katterfeld, A. (2012). Rolling friction as a technique for modelling particle shape in DEM. *Powder Technology* 217, 409-417

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

Ficha ■

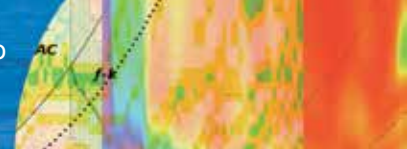
Grado: Licenciado en Ciencias de la Ingeniería
Título: Ingeniero Civil Geológico
Duración: 11 semestres
Jornada: diurna
Sede: Campus San Andrés

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.

Para mayores antecedentes visite nuestra página www.civil.ucsc.cl/inggeo



Lateral spreading inducido por licuación en Lo Rojas, Coronel, estudio de terreno y modelo numérico

Liquefaction-induced lateral spreading in Lo Rojas, Coronel, field study and numerical modelling

Fecha de entrega: 15 de diciembre 2014

Fecha de aceptación: 29 de mayo 2015

Gabriel de la Maza¹, Nicole Williams², Esteban Sáez¹, Kyle Rollins² y Christian Ledezma¹

¹Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, P. Universidad Católica de Chile, Avda. Vicuña Mackenna 4860, Macul, Santiago, Chile, gadelama@uc.cl, esaez@ing.puc.cl, ledezma@ing.puc.cl

²Department of Civil and Environmental Engineering, Brigham Young University, 368 CB, Provo, UT 84602, USA, nicoledwilliams@gmail.com, rollinsk@byu.edu

El presente artículo describe un estudio de terreno detallado que se efectuó en caleta Lo Rojas, comuna de Coronel, donde se observó una importante extensión lateral gatillada por licuación durante el pasado terremoto del Maule, 2010. El estudio de terreno incluyó sondajes SPT y CPT, así como la aplicación de algunas técnicas geofísicas basadas en ondas de superficie. Sobre la base de esta información, se evaluaron expresiones empíricas de predicción de extensión lateral y se elaboró un modelo detallado de elementos finitos hidro-mecánico. Los resultados de ambos métodos se ajustan razonablemente bien a las observaciones post-sísmicas en el lugar.

Palabras clave: extensión lateral, SPT, CPT, técnicas basadas en ondas de superficie, expresiones empíricas de predicción, modelación mediante elementos finitos

The paper describes a detailed field survey conducted at Lo Rojas fishermen port in Coronel, where extensive liquefaction induced lateral-spreading was reported for the 2010, Maule earthquake. The survey includes SPT and CPT soundings, as well as the use of some surface-based geophysical techniques. The data was used to evaluate empirical prediction lateral-spread expressions and to develop a detailed hydro-mechanical finite element model. Results of both empirical expressions and numerical models agree reasonably well with post-event field observations.

Keywords: lateral-spreading, SPT, CPT, surface-wave based methods, empirical prediction equations, finite element modeling

Introducción

El terremoto del 27 de febrero de 2010 causó gran daño a puertos, puentes e instalaciones industriales, afectando considerablemente las actividades económicas del país. En muchos casos, el daño está asociado al fenómeno de desplazamiento lateral inducido por licuación, en el cual grandes masas de suelo deslizan sobre suelo licuado, imponiendo enormes demandas de desplazamiento a las estructuras existentes. Caleta Lo Rojas, ubicada en Coronel a 25 km al sur de Concepción, es una caleta de pesca artesanal que evidenció desplazamiento lateral inducido por licuación. La estructura más dañada fue un muelle, que debió ser reemplazado luego del terremoto (Figuras 1a y

1b). Durante el estudio de terreno posterior al terremoto (Bray *et al.*, 2012), los desplazamientos horizontales acumulados fueron medidos sumando el ancho de las grietas a lo largo de la línea indicada en la Figura 1a. El movimiento lateral máximo fue alrededor de 2.9 m en una distancia medida de aproximadamente 85 m (Figura 1c). En el presente estudio, una extensa campaña de exploración fue realizada para caracterizar el sitio, y luego se utilizaron métodos simplificados y sofisticados para reproducir los desplazamientos observados post sismo. La exploración incluyó métodos geofísicos sísmicos, y sondajes SPT y CPT.

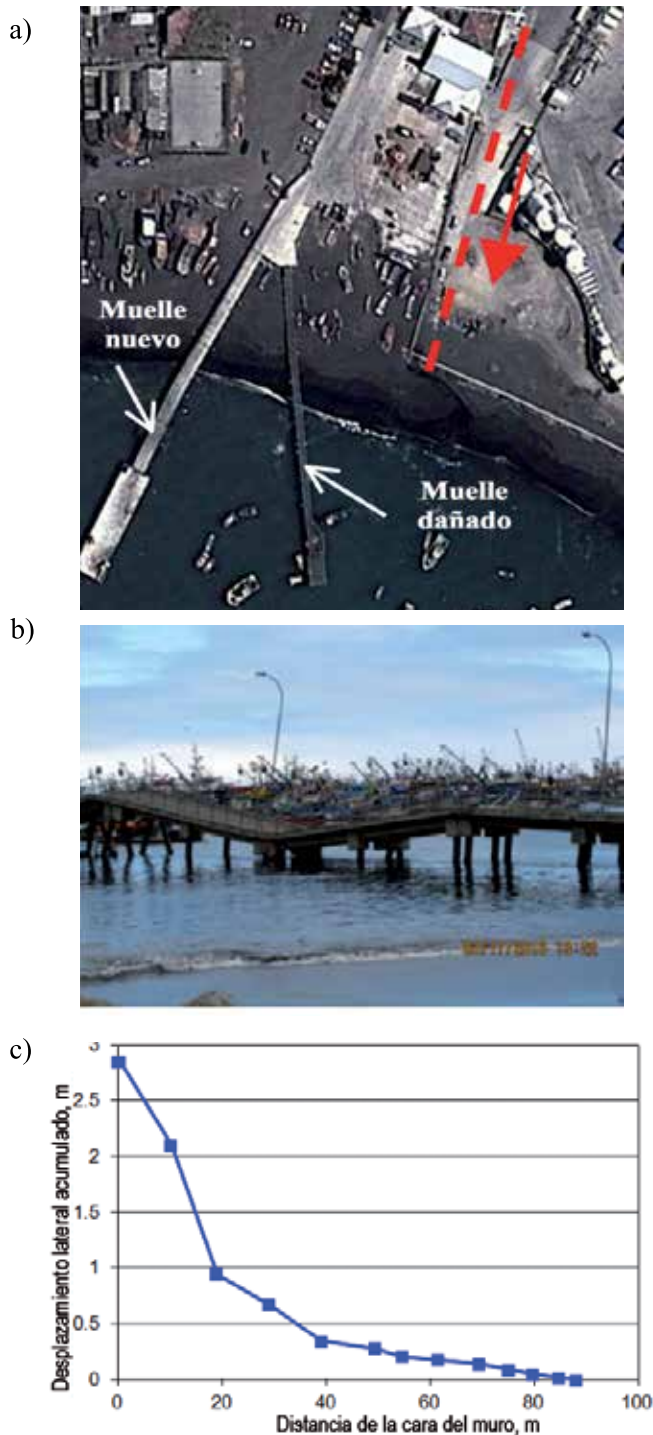


Figura 1: Caleta Lo Rojas: a) Línea de medición de desplazamiento lateral, b) muelle dañado y c) desplazamiento lateral acumulado

Sondajes exploratorios

Los sondajes SM-1 y SM-2 fueron excavados para el proyecto de construcción del nuevo muelle el 2010, al lado del muelle antiguo que fue severamente dañado durante el terremoto (Figura 1b). Cada sondaje tiene una profundidad aproximada de 25 m desde el nivel medio del mar. Durante

esta investigación, fue ejecutado el sondaje ST-1, con una profundidad de 20 m desde una elevación relativa de 2.87 m sobre el nivel del mar. Adicionalmente, se realizaron dos Ensayos de Penetración de Cono CPT-5 y CPT-6. Las ubicaciones de los sondajes se muestran en la Figura 2.



Figura 2: Ubicación de los sondajes

La Figura 3a muestra los valores del número de golpes corregido ($N_{1,60}$), obtenidos utilizando las correcciones sugeridas por Youd *et al.* (2001). Para los sondajes SM-1 y SM-2 se asume una eficiencia de energía del 60% (la energía efectiva fue medida sólo durante la ejecución del sondaje ST-1) y un factor de corrección por confinamiento C_N (Liao y Whitman, 1986). Usando la batimetría disponible, se registró la elevación vertical absoluta respecto al nivel del mar, para cada sondaje. Los resultados muestran un gran contraste entre los primeros 20 m de suelo y los más profundos. En el sondaje ST-1 se puede ver una transición desde materiales sueltos a materiales densos cerca de los 14 m de profundidad, mientras los sondajes marinos indican que esa transición ocurre 20 m bajo el nivel del mar. Dado que existe una zona de fuerte pendiente en la línea de costa, en la Figura 3a solo se incluye la clasificación de suelos del sondaje ST-1, pues esta no coincide exactamente con el resto de los sondajes. El perfil geotécnico completo del sector se detalla más adelante.

La Figura 3b muestra el índice SBT (Soil Behavior Type) de los sondajes CPT, de acuerdo a Robertson (2010). Esta información indica que existen dos materiales dominantes en los primeros 20 m: arena y limos. Hay una transición entre estos tipos de suelos, como se observa en los valores

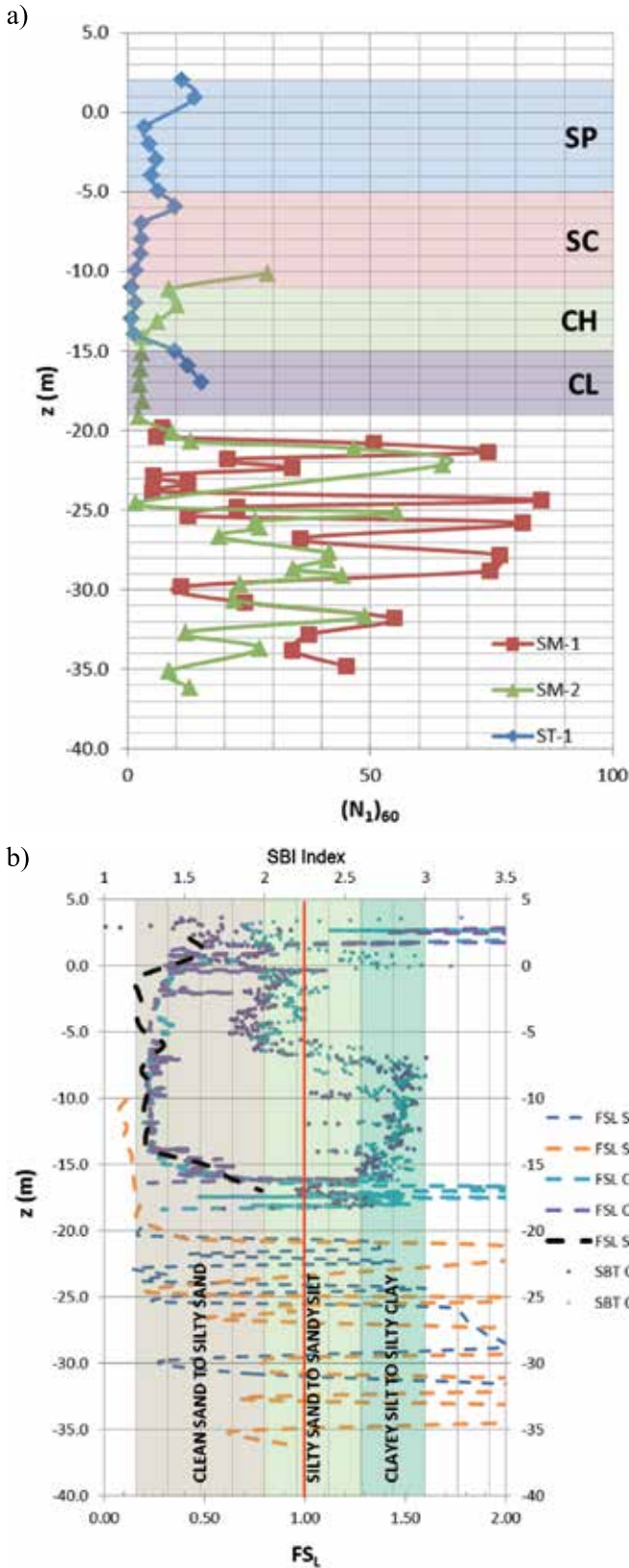
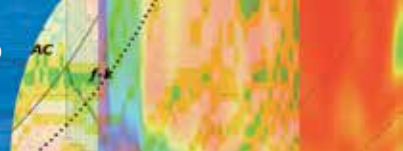


Figura 3: a) Estratigrafía y comparación de sondajes SM-1, SM-2 y ST-1, b) índice SBT del ensayo CPT y Factor de Seguridad ante Licuación en sondaje ST-1

del SBT en profundidad. En la Figura 3b, los primeros 8 m desde la superficie son principalmente arenas limpias que progresivamente cambian a arena limosa en los siguientes 4 m y finalmente se convierte en limos arcillosos a arcillas limosas a los 20 m de profundidad. Los valores de $(N_1)_{60}$ para los primeros 20 m son prácticamente uniformes y menores a 10 golpes/pie. Además, la clasificación USCS de las muestras del sondaje ST-1 (Figura 3a) se condice con el índice SBT, mostrando clasificaciones y transiciones similares. Con valores tan bajos de $(N_1)_{60}$ es usual que los métodos de evaluación de licuación predigan que todos los materiales licuan hasta los 20 m bajo el nivel del mar. El Factor de Seguridad contra la Licuación FS_L fue calculado para los ensayos SPT y CPT (Figura 3b), considerando las correcciones por contenido de finos (Youd *et al.*, 2001). Los factores de seguridad de los ensayos CPT predicen que la capa superficial de suelo es no licuable, así como los materiales bajo la cota $z = -15$ m, lo que coincide con la información más completa del sondaje ST-1.

Bray y Sancio (2006) proponen límites que definen los suelos no licuables en términos de su Índice de Plasticidad IP. De acuerdo a estos autores, si el IP es mayor a 20% o su contenido de humedad es menor a 0.8 veces el Límite Líquido, el material no licuará. Las capas de arcilla CH y CL (desde $z = -11$ a -19 m) cumplen al menos una de estas condiciones, posiblemente definiendo la profundidad límite para el comportamiento licuable. Es muy probable que esta interfaz defina la superficie conductora del *lateral-spreading*.

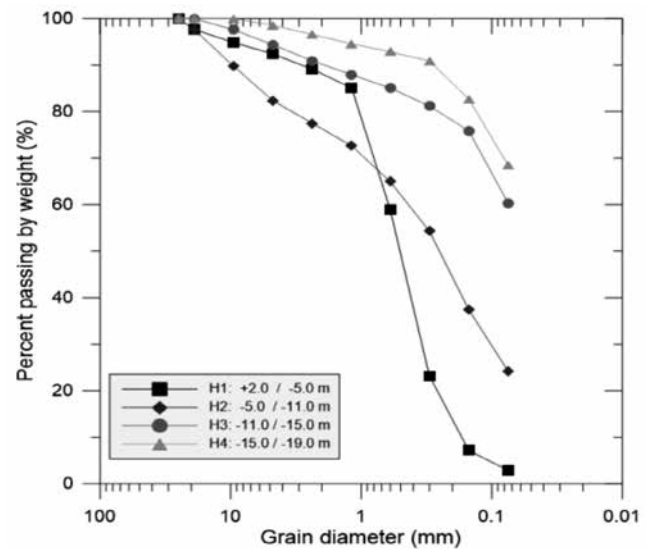


Figura 4: Curvas granulométricas promedio para cada estrato

Las curvas granulométricas del sondaje ST-1 muestran una clara progresión de suelos granulares a suelos finos, como se muestra en la Figura 4. El contenido de finos varía progresivamente desde 1% en los primeros 6 m, a 70% a los 15 m bajo el nivel del mar. Esta transición entre estratos probablemente guía el movimiento del *lateral spreading* inducido por licuación del estrato superficial.

Exploración geofísica

La campaña geofísica en Caleta Lo Rojas se centró en dos sectores, designados como SW-1 y SW-2. Además, la Razón Espectral Horizontal-Vertical, HSVR (Nakamura, 1989), fue calculada para 6 puntos, los cuales se muestran junto a SW-1 y SW-2 en la Figura 5. Los marcadores de colores indican la frecuencia fundamental, calculada para cada punto de acuerdo a la escala de color en el borde izquierdo (en Hertz).



Figura 5: Exploración geofísica: resultados de Nakamura y área explorada

Los métodos geofísicos sísmicos basados en ondas superficiales caracterizan las propiedades dispersivas de un sitio basados tanto en fuentes pasivas (vibraciones ambientales) como en fuentes activas. Para esta investigación, se utilizó un sismógrafo de 24 canales con dos tipos de geófonos, de frecuencia natural de 4.5 Hz y 1 Hz. Frecuencias menores implican longitudes de onda mayores, que permiten una mayor profundidad de la exploración. En este caso, debido a que las velocidades de propagación de ondas de corte son muy bajas, el uso de geófonos de 1 Hz fue esencial para alcanzar al menos 30 m de profundidad. El análisis desarrollado asume solo ondas de Rayleigh. Para experimentos de fuente controlada (ensayos activos), se utilizó el método MASW, *Multichannel Analysis of Surface Waves* (Park *et al.*, 1999). Para mediciones de ruido ambiental (fuentes pasivas), se utilizó el método

SPAC (Aki, 1957) y métodos *f-k* (Lacoss *et al.*, 1969) para el caso de arreglos bidimensionales. Además, para el análisis de arreglos pasivos lineales, se utilizó el método *Extended SPAC* (ESPAC) bajo la hipótesis de campos incidentes isotrópicamente distribuidos (Hayashi, 2008).

La Figura 6a muestra las propiedades dispersivas del sector explorado SW-2, combinando los resultados de los métodos SPAC, *f-k*, ESPAC y MASW, analizados sobre un arreglo lineal y uno circular. La compatibilidad entre las diferentes técnicas es muy satisfactoria y permite una caracterización de la curva de dispersión entre 2.5 y 30 Hz aproximadamente. Es importante notar que la exploración geofísica no caracteriza un punto particular en el espacio, sino que representa un promedio sobre el área cubierta por los arreglos. Una vez que la curva de dispersión es obtenida, la inversión debe generar un modelo del suelo compuesto por capas horizontales con propiedades elásticas compatibles con las observaciones obtenidas en terreno, en términos de sus propiedades dispersivas (dispersión o curvas de autocorrelación). En este trabajo, se usó la extensión del *Neighbourhood Algorithm* NA (Sambridge, 2001) propuesto por Wathelet *et al.* (2008) para resolver el problema inverso. Los resultados de su aplicación a las áreas SW-1 y SW-2 se muestran en la Figura 6c. Los resultados se comparan contra mediciones directas generadas con un cono sísmico en los sondajes CPT-5 y CPT-6. Los perfiles de velocidades de ondas de corte obtenidas con la geofísica tienen una compatibilidad excelente con los perfiles obtenidos del CPT. Vale la pena mencionar que la exploración geofísica fue ejecutada varios meses antes de los sondajes CPT y SPT, con el objetivo de definir su ubicación.

Adicionalmente, la Figura 6b muestra un resultado típico de HVSr (*Horizontal Vertical Spectral Ratio*). La gran amplitud de su *peak* indica la existencia de un contraste de rigidez importante entre dos suelos. La frecuencia fundamental para este sitio es $f_0 = 1.66$ Hz, con una velocidad de propagación de ondas de corte de $V_s = 160$ m/s. Una estimación rápida de la profundidad del material más rígido ($V_s = 4Hf_0$) es 24 m desde la superficie del suelo, lo que es bastante consistente con la profundidad del material más denso reportada en la Figura 6c. Incluso si el material más rígido detectado con el método de Nakamura no se tratara de roca basal, este contraste de impedancias define el periodo predominante de vibración para este sitio.

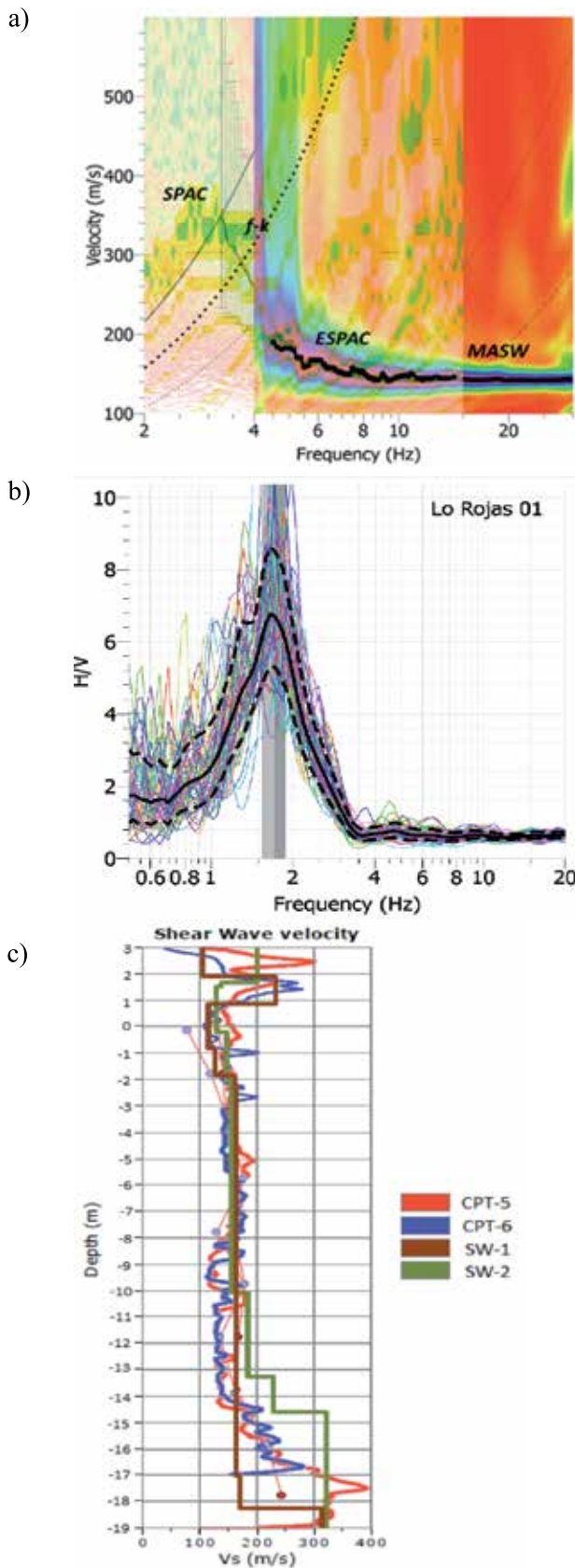
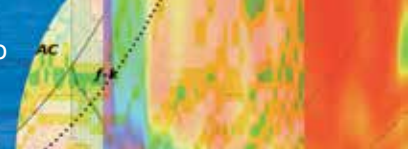


Figura 6: a) Curvas de dispersión arreglo SW-2, b) ejemplo curva de elipticidad y c) perfiles de velocidades de propagación de ondas de corte (dos sitios y comparación con CPT)

Modelo geotécnico

Para estimar el desplazamiento lateral usando tanto métodos empíricos como numéricos, se construyó un modelo geotécnico del área. Este modelo fue desarrollado basado en la batimetría disponible, provista por la Dirección de Obras Portuarias del Ministerio de Obras Públicas, a través de la sección transversal mostrada en la Figura 7a.

A pesar de que las mediciones disponibles de desplazamiento lateral no siguen exactamente la misma línea del modelo, se escogió esta sección para sacar máximo provecho a la información de batimetría. Los resultados a lo largo de esta sección no deberían ser muy diferentes de las condiciones reales del sitio. El modelo geotécnico basado en sondajes, geofísica y batimetría disponible adoptado se muestra en la Figura 7b. En esta figura, cada cuadrado tiene dimensiones de 10x10 m. La batimetría indica una pendiente abrupta con un cambio de nivel de alrededor de 10 m en 90 m de perfil, una condición que podría explicar los importantes desplazamientos laterales observados.

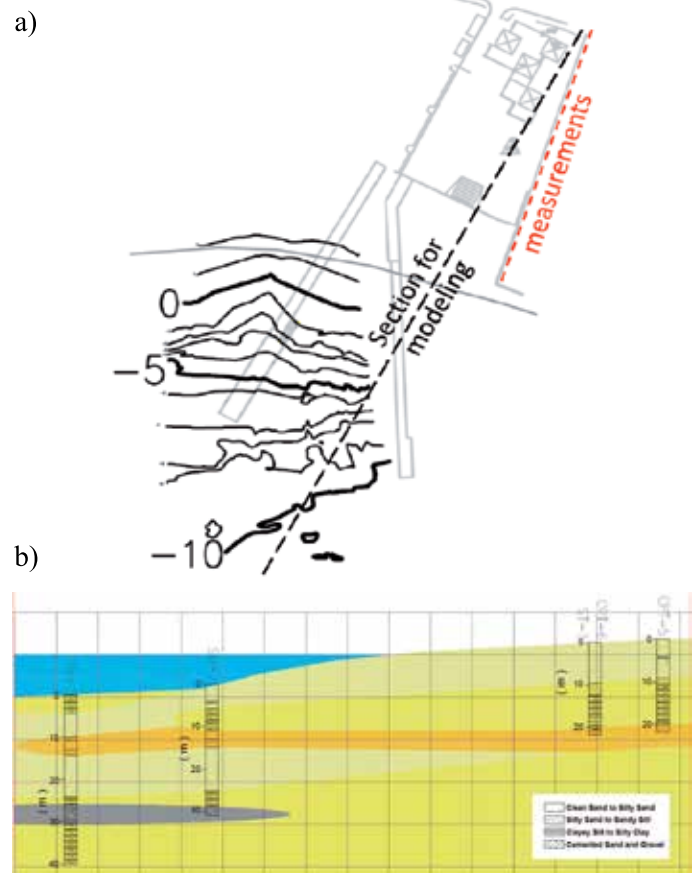


Figura 7: Modelo geotécnico, a) sección para modelar escogida para utilizar la batimetría y b) modelo geotécnico

El perfil está caracterizado principalmente por tres materiales: H1 (arena limpia a limosa), H2 (arena limosa a limo arenoso) y H3 (limo arcilloso a arcilla limosa). Adicionalmente, un lente de arena y grava cementadas fue asumido de la información del sondaje SM-1. El material H1 es licuable, mientras que el material H2 es licuable probablemente solo en su porción superior (en algún punto entre $z = -11$ y -15 m) debido a su alto contenido de finos. H3 es considerado no licuable. Para el estrato de arena limpia a limosa, los sondajes marinos SM-1 y SM-2 entregan valores de FS_L oscilantes bajo $z = -20$ m (Figura 3b). Por lo tanto, el material a esta profundidad es probablemente muy denso para licuar. Para la estimación del desplazamiento lateral, presentada en las próximas dos secciones, se asume que sólo el material H1 ubicado sobre $z = -20$ m puede licuar.

Predicción empírica de lateral spreading inducido por licuefacción

Basados en la información presentada en las secciones anteriores, se utilizaron las ecuaciones propuestas en Youd *et al.* (2002) para predecir los desplazamientos laterales. Esta revisión sugiere mejoras a las propuestas iniciales de Bartlett y Youd (1992, 1995). En particular, agrega una constante al término de distancia para prevenir desplazamientos irrealmente grandes y también la información disponible para el sitio. La forma general de la ecuación para condiciones de borde libre es:

$$\log D_H = -16.713 + 1.532M - 1.406 \log R^* - 0.012R + 0.592 \log W + 0.540 \log T_{15} + 3.413 \log(100 - F_{15}) - 0.795 \log(D50_{15} + 0.1 \text{ mm}) \quad (1)$$

donde $R^* = R_0 + R$, y $R_0 = 10^{(0.89M - 5.64)}$, D_H es el desplazamiento lateral estimado del sitio, en metros; M es la magnitud de momento del terremoto; R es la menor distancia horizontal desde el sitio a la fuente de la energía sísmica (en kilómetros), R_0 es una constante que es función de M ; R^* es la distancia a la fuente sísmica modificada; T_{15} es el espesor acumulado de las capas saturadas con conteo de golpes corregidos, $(N_1)_{60}$, menor a 15 golpes/pie, en m; F_{15} es el contenido de finos promedio (fracción de sedimento que pasa la malla No. 200) para los suelos en

los estratos considerados en T_{15} , en porcentaje; $D50_{15}$ es el tamaño de grano promedio para materiales en T_{15} , en mm; W es la razón de borde libre definida como el alto H del borde libre dividido por la distancia L desde la base del borde libre para el sitio, en porcentaje.

Como se discutió en el modelo geotécnico, la capa licuable fue determinada desde la superficie hasta una elevación mínima de -11 m. De acuerdo al sondaje ST-1, el sondaje más cercano al muro donde se midieron desplazamientos, cerca de 4.5 m de los 11 m bajo el nivel del mar son arenas arcillosas con un alto IP de 11.4 y sobre 30% de finos, indicando que es poco probable que licue. Esto deja un continuo de 6.5 m de arena donde $(N_1)_{60}$ es menor a 15 golpes/pie y que será utilizado para T_{15} , lo que es consistente con la información del CPT, donde coincide con el índice SBT bajo una elevación de 6.5 m, como se muestra en la Figura 3b. Debido a la ausencia de muestras de los sondajes SM-1 y SM-2, el contenido de finos y tamaño de granos fueron considerados sólo a partir del sondaje ST-1. Se emplearon las mismas capas para T_{15} , $F_{15} = 3\%$ y $D50_{15} = 0.44$ mm. La ubicación del borde libre fue estimada cerca de la ubicación de SM-1, donde el suelo parece nivelarse de acuerdo a la Figura 7b y $W = 12\%$. R fue considerado como la distancia del sitio a la zona de máximos levantamientos observados durante el terremoto del Maule. De acuerdo a Vargas *et al.* (2011), la zona de máximos levantamientos costeros se ubica en Piures, a unos 47 km del muelle de Lo Rojas.

Ingresando estos valores en la ecuación (1), el desplazamiento horizontal es $D_H = 10.6$ m. A pesar de la adición de la $R_0 = 155.6$ km, pareciera que la estimación de los desplazamientos es exagerada, lo que puede deberse al término de distancia relativamente pequeño. Adicionalmente, dado que la zona de máximos levantamientos puede ser difícil de estimar luego de la ocurrencia de un terremoto, se requiere de un método para estimar mejor la distancia a dicha zona. Para este estudio, se propone utilizar la mitad de la distancia desde la traza en superficie de la falla interplacas $R = 80$ km. Utilizando la medida propuesta de R y los mismos valores anteriores para el resto de los parámetros, se calcula con (1) que $D_H = 3.4$ m. Se requieren estudios adicionales para sismos de gran magnitud y así definir de mejor manera el parámetro R .

A pesar de que el escenario de borde libre pareciera dar



un ajuste adecuado para las mediciones post-sísmicas en Caleta Lo Rojas, la ecuación para pendientes suaves o moderadas también se examinó para complementar el estudio. Los parámetros son los mismos que para el caso de borde-libre, solo que la razón de borde-libre se omite y aparece un nuevo término S que incluye la pendiente del suelo como porcentaje. Adicionalmente, los coeficientes para el escenario de pendiente moderada son diferentes, tal como se muestra a continuación:

$$\log D_H = -16.213 + 1.532M - 1.406\log R^* - 0.012R + 0.338\log S + 0.540\log T_{15} + 3.413\log(100 - F_{15}) - 0.795\log(D50_{15} + 0.1 \text{ mm}) \quad (2)$$

Se estima una pendiente $S = 5.45\%$ de la Figura 7b. Utilizando $R = 40 \text{ km}$, $D_H = 13.9 \text{ m}$, y cuando $R = 80 \text{ km}$, $D_H = 4.5 \text{ m}$. El valor modificado de R aproxima mejor las mediciones de *lateral spreading* que la distancia a la zona estimada de máxima liberación de energía de las ecuaciones de Youd *et al.* (2002). La Tabla 1 resume los resultados de ambas ecuaciones y valores de R . Como la versión revisada de las ecuaciones de 2002 fue desarrollada con una base de datos que carece de un número significativo de sismos de gran magnitud, se requieren mayores estudios del término R para futuras revisiones de las ecuaciones MLR.

Tabla 1: Desplazamiento horizontal D_H en m de Youd *et al.* (2002) con ecuaciones evaluadas con valores originales y modificados de R

Condiciones de terreno	D_H , m	
	R de Youd <i>et al.</i> (2002)	R modificado
Cara libre	10.6	3.4
Pendiente suave	13.9	4.5

Modelo numérico

Basados en la información geotécnica resumida en la Figura 7, se desarrolló un modelo de elementos finitos hidro-mecánico acoplado e inelástico para reproducir las observaciones mostradas en la Figura 1b. En este modelo, la mezcla sólido-fluido fue tratada de acuerdo a la formulación $u-p$ (Zienkiewicz y Shiomi, 1984). Esta formulación ignora la aceleración relativa del fluido y sus términos convectivos, de manera que las variables desconocidas son el desplazamiento del sólido u y la

presión de poros p . La compresibilidad de los granos del suelo se desprecia y el comportamiento del esqueleto sólido se deriva asumiendo el principio de esfuerzos efectivos propuesto por Terzaghi. Bajo estas hipótesis el problema numérico consiste en resolver la conservación del momentum de la mezcla suelo-agua, la ecuación de flujo relativo y la de conservación de la masa, simultáneamente.

La construcción de la malla de elementos finitos requiere delimitar la extensión del problema, tanto horizontal como verticalmente. Verticalmente, el modelo mostrado en la Figura 7 se extiende 5 m sobre la roca base y se emplearon elementos paraxiales bajo dicho nivel (Modaresi y Benzenati, 1994). La función de estos elementos es doble: por un lado se utilizan para incorporar la carga del sismo al modelo después de la deconvolución del afloramiento rocoso y, por otro lado, absorber las ondas que se originan al interior del modelo por la reflexión de las ondas en la superficie y las interfaces entre capas de suelo. La extensión horizontal del modelo se limitó a 260 m. Esta distancia es suficientemente grande para capturar los efectos locales en la zona más escarpada de la pendiente. Dado que el modelo es completamente inelástico, los elementos absorbentes tradicionales no se pueden utilizar en los bordes verticales. Una manera de resolver este problema es utilizar bordes laterales que aseguren la condición de “campo libre” lejos de la zona de pendiente.

Como el problema no es horizontalmente periódico, una aproximación de condiciones cinemáticas periódicas estándar (Zienkiewicz *et al.*, 1988) no es apropiada para este caso. Para imponer condiciones de campo libre en los bordes verticales se investigaron tres aproximaciones: FEM-DOF para imponer desplazamientos y presiones provenientes de una simulación de propagación unidimensional; FEM-Force para imponer fuerzas laterales equivalentes de los cálculos de las columnas 1D de campo libre (Bielak *et al.*, 2003); FEM-Column incluye en el modelo 2D columnas de campo libre y bordes laterales (Mc Gann y Arduino, 2011). Las aproximaciones FEM-DOF/Force requieren dos fases de cálculo: primero la columna de campo libre 1D debe resolverse y, luego, los desplazamientos equivalentes o fuerzas se imponen al modelo 2D en sus bordes verticales. El acercamiento FEM-Column tiene la ventaja de requerir de un único cálculo.

La malla de elementos finitos utilizada se muestra en

la Figura 8, donde cada color corresponde a un grupo de ítems, internamente definidos por el programa, que coinciden con las propiedades de los materiales que se han especificado. Para el método FEM-Column, la malla incluye ambas columnas de campo libre mostradas en la Figura 8. En el caso de los enfoques FEM-DOF/Force, la columna de campo libre se resuelve de manera separada y el modelo 2D incluye solo desplazamientos o fuerzas sobre los bordes verticales. La malla que incluye las columnas está compuesta por alrededor de 2800 nodos y 5300 elementos triangulares sólidos, para un total de 8000 grados de libertad (mecánicos e hidráulicos). Esta malla de elementos finitos es suficientemente fina para el problema considerado, dado que satisface la condición de tener al menos 8 nodos por longitud de onda hasta 10 Hz. Todos los cálculos se llevaron a cabo en el programa GEFDyn (Aubry y Modaressi, 1996), que es capaz de modelar problemas termo-hidro-mecánicos acoplados con condiciones estáticas y cuasi-estáticas como dinámicas. Una vez que las condiciones iniciales de esfuerzos son calculadas, el análisis sísmico se ejecuta “alrededor” de la situación estática inicial, la cual corresponde a un análisis de perturbación dinámico.

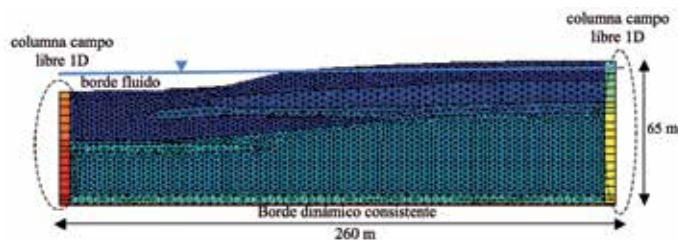


Figura 8: Modelo de elementos finitos

El modelo multi-mecanismo elasto-plástico de la Ecole Centrale Paris ECP (Hujeux, 1985) fue utilizado para representar el comportamiento de las arenas. La habilidad de este modelo de reproducir licuefacción se ha presentado en varios estudios (e.g. Lopez-Caballero y Modaressi, 2008, 2010; Sáez y Ledezma, 2014). Los parámetros para los modelos de arenas y limos, consistentes con la información de SPT y CPT del sitio, se seleccionaron de la biblioteca de materiales de los autores.

Con objeto de destacar la influencia del tratamiento de los bordes verticales en el desplazamiento lateral producido por licuación, se seleccionó la componente NS del terremoto del Maule 2010 registrado en la estación Rapel, que se

encuentra sobre un afloramiento rocoso. Esta estación está ubicada aproximadamente a 500 km al norte de Coronel, y el registro tiene una duración de casi 90 s y un PGA de 0.2g. La Figura 9a muestra gráficos de contorno de la razón de exceso de presión de poros R_u a los 80 s del registro para los tres enfoques explorados. Se puede notar que licuación completa ocurre aproximadamente en los mismos sectores, independiente del enfoque adoptado. En el caso del enfoque FEM-DOF, el incremento de presión de poros parece ser más profundo comparado con las otras aproximaciones. Sólo en el caso de FEM-Force la licuación parece ser discontinua cerca de la base de la pendiente. A pesar de estas diferencias menores, los resultados son cualitativamente muy similares.

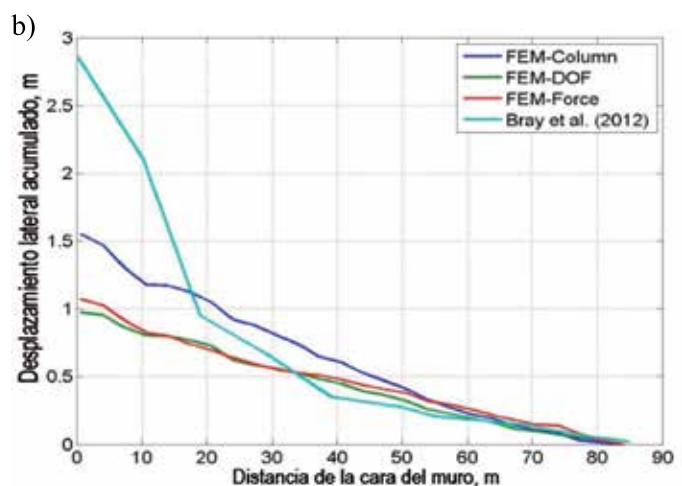
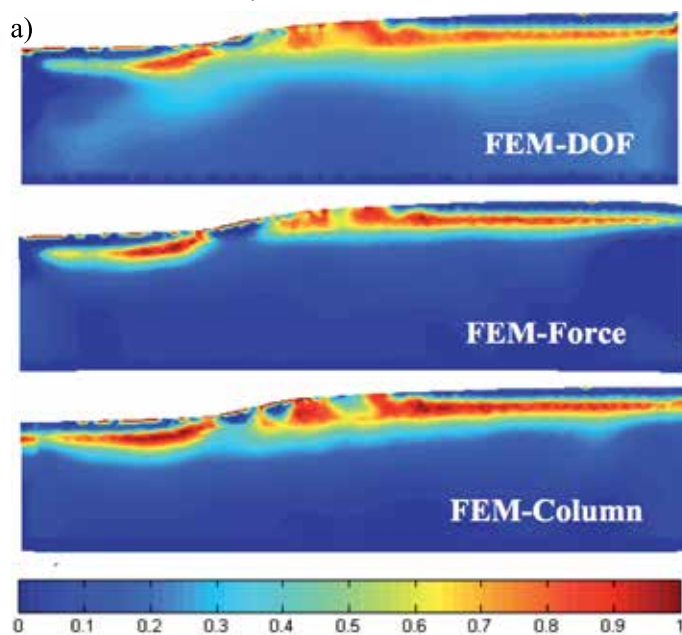
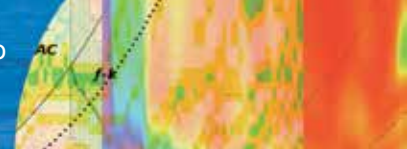


Figura 9: Comparación de condiciones de borde: a) mapas de contorno de razón de presión de poros R_u y b) desplazamiento horizontal acumulado



Para entregar comparaciones más cuantitativas, la Figura 9b muestra los desplazamientos horizontales acumulados medidos en la proyección de la línea medida por Bray *et al.* (2012) sobre la sección considerada para el modelamiento. En términos de valores máximos, el enfoque FEM-Column entregó el valor más cercano a las mediciones de terreno (desplazamiento acumulado igual al 57% del medido). Los resultados de FEM-DOF/Force son prácticamente idénticos. Es interesante notar que el desplazamiento acumulado entre los 20 y los 80 m desde la cara del muro considera como referencia durante las mediciones post-sísmicas es muy similar a la obtenida por el modelo FEM-Column, pero el gran incremento en los primeros 20 m no es reproducido con precisión. Probablemente, grietas muy anchas fueron observadas en esa zona de la exploración en terreno, las que no pueden ser reproducidas por una estrategia de modelamiento continuo como lo es el método de los Elementos Finitos.

La estación Rapel está ubicada a 500 km de Caleta Lo Rojas, mientras que los levantamientos máximos registrados en costa se ubican a menos de 50 km de Coronel. Por lo tanto, el movimiento efectivo a nivel de roca base en esta área fue probablemente mayor que lo registrado en Rapel, lo que también podría explicar las diferencias observadas en los desplazamientos horizontales máximos. Desafortunadamente, el registro sobre roca más confiable y cercano para este evento es el de la estación Rapel y no hay registros similares disponibles para condiciones de suelo similares.

Conclusiones

En el presente estudio se realizó una extensa exploración que incluyó métodos geofísicos y sondajes SPT y CPT que permitieron caracterizar el sitio de Caleta Lo Rojas en la ciudad de Coronel, donde se reportaron grandes desplazamientos laterales inducidos sísmicamente para el terremoto del 27 de febrero del 2010. La información indica que el sitio se caracteriza por una pendiente escarpada de alrededor de 11% en aproximadamente 90 m. El estrato superficial está caracterizado por 7 m de arenas limpias de baja densidad, seguidos por alrededor de 5 m de arena arcillosa. Bajo ese nivel el contenido de finos (mayor a 50%)

podría definir una frontera conductora del deslizamiento lateral. Basados en esta información, se generaron modelos simplificados y numéricos para reproducir las observaciones post-sísmicas de los desplazamientos.

Las ecuaciones de predicción empírica prueban ser muy sensibles a la distancia de la fuente sísmica. En las zonas de subducción como en Chile, el área de ruptura de los grandes terremotos pueden ser varios cientos de kilómetros. En este estudio, se propone un criterio relativo a la distancia a los mayores deslizamientos. Utilizando la distancia a la zona que concentra el 10% de los mayores deslizamientos tectónicos, los resultados son satisfactoriamente compatibles con las mediciones in situ posteriores al terremoto.

En el modelamiento numérico, a pesar de existir varias fuentes de incertidumbre provenientes de la distribución de los materiales y sus propiedades, los resultados obtenidos por el enfoque FEM-Column son probablemente suficientemente precisos para propósitos de diseño. Un programa de ensayos de laboratorio se está actualmente desarrollando utilizando las muestras del sondaje ST-1. Éstos corresponden a ensayos monótonos triaxiales (CIU y CID) y ensayos dinámicos (triaxiales cíclicos drenados, no drenados y ensayos de columna resonante). Basados en estos resultados de laboratorio se recalibrarán los modelos constitutivos para mejorar los resultados del FEM. Además, la inclusión simultánea de las componentes horizontales y verticales de los registros sísmicos será considerada para futuras etapas de la investigación.

Referencias

- Aki, K. (1957). Space and time spectra of stationary stochastic waves, with spectral reference to microtremors. *Bulletin of the Earthquake Research Institute* 35:415-456
- Aubry, D. et Modaressi, A. (1996). GEFDyn: Manuel Scientifique. Ecole Centrale Paris (en francés).
- Bartlett, S. and Youd, L. (1995). Empirical prediction of liquefaction-induced lateral spread. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 121(4): 316-329
- Bartlett, S. and Youd, L. (1992). Empirical analysis of horizontal ground displacement generated by liquefaction-induced lateral spread. Technical Report No. NCEER-92-0021, National Center

- for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y.
- Bielak, J., Loukakis, K., Hisada, Y. and Yoshimura, C. (2003). Domain reduction method for three-dimensional earthquake modeling in localized regions; Part I, Theory. *Bulletin of the Seismological Society of America* **93**(2):817-824
- Bray, J., Rollins, K., Hutchinson, T., Verdugo, R., Ledezma, C., Mylonakis, G., Assimaki, D., Montalva, G., Arduino, P., Olson, M., Kayen, R., Hashash, Y.M.A. and Candia, G. (2012). Effects of ground failure on buildings, ports, and industrial facilities. *Earthquake Spectra* **28**, No. S1, 97–118
- Bray, J. and Sancio, R. (2006). Assessment of the liquefaction susceptibility of fine-grained soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **132**(9): 1165-1177
- Hayashi, K. (2008). *Development of the surface-wave methods and its application to site investigations*. Ph.D dissertation, Kyoto University
- Hujeux, J.C. (1985). Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols. En: *Génie Parasismique*, Presse ENPC, 287-302 (en francés)
- Lacoss, R.T., Nelly, E.J and Toksöz, M.N. (1969). Estimation of seismic noise structure using arrays. *Geophysics* **34**(1): 21-38
- Liao, S. and Whitman, R. (1986). Overburden correction factors for SPT in sand. *Journal of Geotechnical Engineering* **114**(4): 389-411
- Lopez-Caballero, F. and Modaressi, A. (2008). Numerical simulation of liquefaction effects on seismic SSI. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **28**: 85-98
- Lopez-Caballero, F. and Modaressi, A. (2010). Assessment of variability and uncertainties effects on the seismic response of a liquefiable soil profile. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **7**: 600-613.
- Mc Gann, C. and Arduino, P. (2011). Dynamic 2D Effective Stress Analysis of Slope. OpenSees Examples
- Modaressi, H. and Benzenati I. (1994). Paraxial approximation for poroelastic media. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **13**, Issue 2, 117–129
- Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *Railway Technical Research Institute* **30**: 25 –30
- Park, C.B., Miller, R.D. and Xia, J. (1999). Multichannel analysis of surface waves. *Geophysics* **64**(3): 800–808
- Robertson, P.K. (2010). Soil behavior type from the CPT: an update. *Proceedings of 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'10*. Huntington Beach, CA, USA
- Sáez, E. and Ledezma, C. (2014). Liquefaction mitigation using secant piles wall under a large water tank. In: *Soil Liquefaction during Recent Large-Scale Earthquakes*, CRC Press
- Sambridge, M. (2001). Finding acceptable models in nonlinear inverse problems using a neighbourhood algorithm. *Inverse Problems* **17**(3): 387
- Vargas, G., Fariás, M., Carretier, S., Tassara, A., Baize, S. and Melnick, D. (2011). Coastal uplift and tsunami effects associated to the 2010 Mw8.8 Maule earthquake in Central Chile. *Andean Geology* **38**(1): 219-238
- Wathelet, M., Jongmans, D., Ohrnberger, M. and Bonnefoy-Claudet, S. (2008). Array performances for ambient vibrations on a shallow structure and consequences over V_s inversion. *Journal of Seismology* **12**(1): 1-19
- Youd, L., Hansen, C.M. and Bartlett, S. (2002). Revised multilinear regression equations for prediction of lateral spread displacement. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **128**(12): 1007-1017
- Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Liam Finn, W.D., Harder, Jr L.F., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S., Marcuson III, W.F., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B. and Stokoe II, K.H. (2001). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **127**(10): 817-833
- Zienkiewicz, O., Bicanic, N. and Shen, F. (1988). Earthquake input definition and transmitting boundary conditions. In: *Advances in Computational Nonlinear Mechanics*, 109-138
- Zienkiewicz, O. and Shiomi, T. (1984). Dynamic behaviour of saturated porous media: the generalized Biot formulation and its numerical solution. *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* **8**:71-96

Mecánica de Suelos

Felipe Villalobos

**Precios especiales para
suscriptores de Obras y
Proyectos y estudiantes**

EDITORIAL
UNIVERSIDAD CATOLICA
DE LA SANTISIMA CONCEPCION



El libro Mecánica de Suelos es de gran relevancia porque hace muchos años no se producía una obra de esta dimensión y alcance en Latinoamérica. El libro se basa en referencias clásicas de mecánica de suelos, pero expande los conceptos y metodologías más allá de lo que se puede encontrar en una única referencia. Además, se presentan resultados novedosos de investigación desarrollada por ingenieros chilenos, así como casos aplicados con información relevante para la práctica cotidiana de la geotecnia, enmarcada dentro del contexto chileno. Una gran novedad del libro es introducir un capítulo de mecánica del continuo, temática que en la mayoría de los casos está ausente en los libros de mecánica de suelos tradicionales latinoamericanos e internacionales. En el capítulo de resistencia al corte, el autor introduce los conceptos modernos de la mecánica de suelos del estado crítico, lo cual hace que el libro pueda servir como material guía y de estudio también para cursos de postgrado. Finalmente el texto servirá de guía para los ingenieros graduados y que ejercen el diseño de estructuras geotécnicas día tras día. El enfoque que se le da a las estructuras de contención y la estabilidad de taludes hace de este texto un elemento fundamental en las oficinas de diseño de Ingeniería Civil.

Dr. Luis Felipe Prada
Pontificia Universidad Javeriana
Bogotá, Colombia

msfv.geomateriales.com



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:

Navarrete, M. (2009). Influencia del contenido de finos no plástico en la rigidez y el amortiguamiento a bajas amplitudes de deformación en arenas cuarzosas. *Obras y Proyectos* **6**, 19-30

Wichtmann, T., Niemunis, A., Triantafyllidis, Th. and Poblete, M. (2005). Correlation of cyclic preloading with the liquefaction resistance. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **25** (12), 923 - 932

Lunne, T., Robertson, P.K. and Powell, J.J.M. (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. Spon 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:

Navarrete, M. (2009). Influencia del contenido de finos no plástico en la rigidez y el amortiguamiento a bajas amplitudes de deformación en arenas cuarzosas. *Obras y Proyectos* **6**, 19-30

Wichtmann, T., Niemunis, A., Triantafyllidis, Th. and Poblete, M. (2005). Correlation of cyclic preloading with the liquefaction resistance. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **25** (12), 923 - 932

Lunne, T., Robertson, P.K. and Powell, J.J.M. (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. Spon 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.

Muro TEM Sistema MESA y SIERRA - Muros de Contención y Estribos
Antisísmicos - Taludes Reforzados y Vegetalizados



Sistema Geopier e Impact - Cimentación Intermedia de Pilas de Grava Compactada
Control de Asentamientos - Alta capacidad de Soporte - Mitigación de Licuefacción



Control de Erosión Vegetación de Taludes y Canales - Mantas Control de Erosión - Hidrosiembra



Drenes Atlantis - Zanjas de infiltración - Disipación de Napas - Drenaje de Muros y Lósas



www.sistemasgeotecnicos.cl / geomin@emin.cl
Tel. +56222998001 +56227337496



FLEXIBILIDAD, EFICIENCIA Y ALTO RENDIMIENTO



FERRARA

PROYECTOS ESPECIALES



EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA MEDIANTE SONDAJES
Proyecto Ovalle Casino Resort



SONDAJES GEOTÉCNICOS

Alto porcentaje de recuperación.
Equipo de sondaje con sistema de ensayos
SPT de accionamiento automático.
(Norma Nch 3364.2014)