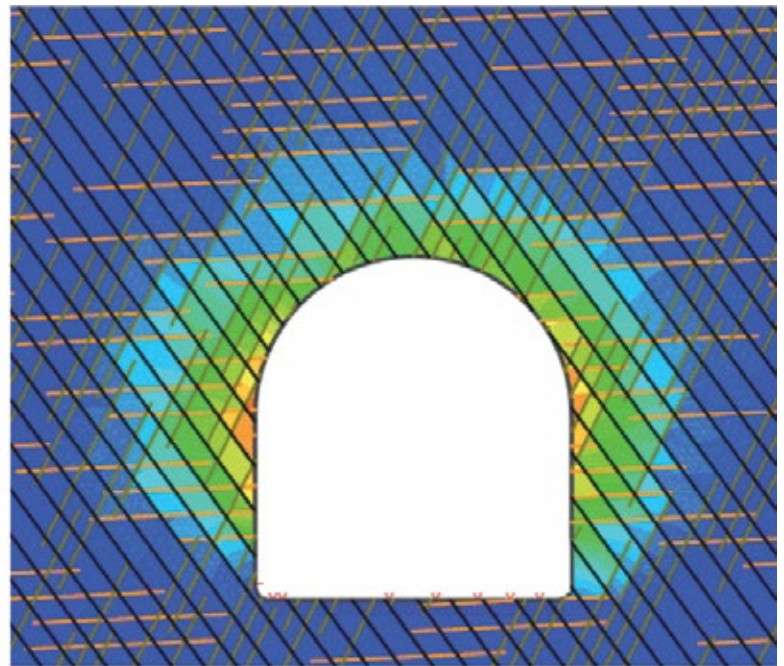
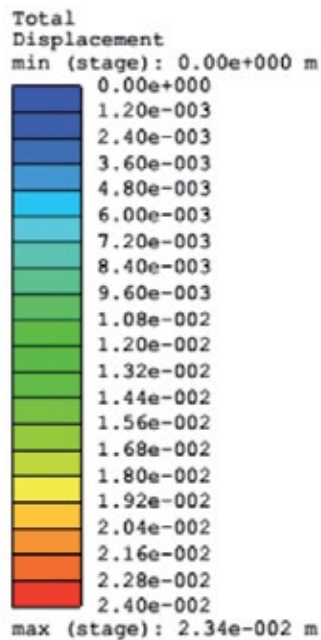


Obras y Proyectos

Revista de Ingeniería Civil



Laponita: una nanotecnología que retarda la licuefacción

Laponite: a nanotechnology that retards liquefaction

F. Ochoa-Cornejo y S. Muñoz

Dynamic modeling of Mataquito Bridge affected by liquefaction - induced lateral spreading

Modelamiento dinámico del Puente Mataquito afectado por licuefacción y corrimiento lateral

A. Gutiérrez y C. Ledezma

Estudio de efectos de sitio en la Región de Coquimbo durante el terremoto de Illapel M_w 8,4 de 2015

Study of site effects in the Coquimbo Region due to the 2015 M_w 8,4 Illapel, Chile, Earthquake

J. Fernández, C. Pastén, S. Ruiz y F. Leyton

Comportamiento sísmico de presas de relaves construidas aguas abajo y línea central

Seismic behaviour of tailing dams built by the downstream and centreline methods

A. Figueroa, D. Solans, C. Gonzalez y J. Campaña

Incertidumbres en la estimación del periodo fundamental de terrenos inclinados

Uncertainties in the estimation of characteristic site period of sloping terrains

E. Giovanni Diaz-Segura

Características del terreno de fundación de sitios con edificios dañados severamente en el terremoto del 27F

Characteristics of the foundation ground of sites with severely damaged buildings in the 27F 2010 earthquake

L. Vergara y R. Verdugo

Modelamiento numérico de la formación e inestabilidad de bloques alrededor del túnel Monte Seco excavado en un macizo rocoso discontinuo

Numerical modelling of the formation and instability of blocks around the Monte Seco tunnel excavated in a discontinuous rock mass

S. Villalobos, P. Cacciari y M. Futai

Análisis tridimensional del comportamiento dinámico de una fortificación ante un evento sísmico inducido

Tridimensional analysis of the dynamic behaviour of a fortification under an induced seismic event

D. Troncoso y M. Bacco



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.

Los artículos de esta edición de OyP fueron seleccionados por la SOCHIGE como parte de los mejores trabajos realizados por ingenieros geotécnicos jóvenes y presentados en el IX Congreso de Ingeniería Geotécnica que se llevó a cabo en la ciudad de Valdivia entre el 5 y 7 de Diciembre de 2016. Cada uno de estos artículos fueron revisados por pares de expertos y por el Directorio de la Sociedad, además de revisores de la revista.

La publicación de estos trabajos se enmarca dentro del propósito de SOCHIGE que es impulsar y divulgar el conocimiento, desarrollo e investigación de la ingeniería geotécnica y del amplio espectro de especialidades, donde se incluyen la mecánica de suelos, dinámica de suelos, fundaciones, mecánica de rocas, ingeniería geológica, ingeniería de presas, ingeniería de túneles, geotecnia ambiental, geotécnica minera, geotecnia vial y geotécnica de puertos, entre otros.

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

www.sochige.cl

directorio@sochige.cl



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.





30 años

al servicio de la región y el país

EMPRO

Ensayos de Materiales y Prospecciones

SUELOS - HORMIGONES - ASFALTOS

Ingeniería

Mecánica de Suelos
Fundaciones
Taludes
Mejoramiento de Terreno

Control de Obras Civiles

Densidad In Situ
Hormigones
Asfaltos

Prospección de Suelos

Sondajes Marítimos
Sondajes Terrestres
Calicatas

Laboratorio Acreditado

bajo NCh-ISO 17025 y
registro vigente MINVU

Edición 21, Otoño 2017
Revista Obras y Proyectos

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

Editor

Dr. Felipe Villalobos
Universidad Católica de la Santísima Concepción

Comité asesor

Dr. Oscar Link
Universidad de Concepción, Chile
Dr. Arsenio Negro
Bureau de Projotos e Consultoria Ltda., São Paulo, Brasil
Dr. Giang Nguyen
The University of Adelaide, Australia
Dr. Ricardo Nicolau
Arcadis Geotécnica, Santiago, Chile

Comité editorial

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

Diseño y diagramación

VCR Publicidad
vcrpublicidad@gmail.com
56 9 88823187

Contacto y envío de artículos

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

Avisos comerciales y suscripciones

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

Periodicidad: semestral (edición de Otoño y Primavera)

Revista indexada y catalogada en  www.scielo.cl

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

 http://apps.webofknowledge.com

Definición de la Revista

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

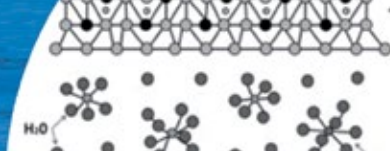
Revisión de artículos por pares evaluadores externos

Al recibir un artículo el editor junto con miembros del comité asesor comprueban que el artículo corresponda o esté relacionado con Ingeniería Civil. Además se verifica que el artículo esté bien escrito, que no haya sido publicado anteriormente y que constituye 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** Laponita: una nanotecnología que retarda la licuefacción
Laponite: a nanotechnology that retards liquefaction
F. Ochoa-Cornejo y S. Muñoz
- 13** Dynamic modeling of Mataquito Bridge affected by liquefaction - induced lateral spreading
Modelamiento dinámico del Puente Mataquito afectado por licuefacción y corrimiento lateral
A. Gutiérrez y C. Ledezma
- 20** Estudio de efectos de sitio en la Región de Coquimbo durante el terremoto de Illapel M_w 8.4 de 2015
Study of site effects in the Coquimbo Region due to the 2015 M_w 8.4 Illapel, Chile, Earthquake
J. Fernández, C. Pastén, S. Ruiz y F. Leyton
- 30** Comportamiento sísmico de presas de relaves construidas aguas abajo y línea central
Seismic behaviour of tailing dams built by the downstream and centreline methods
A. Figueroa, D. Solans, C. Gonzalez y J. Campaña
- 38** Incertidumbres en la estimación del periodo fundamental de terrenos inclinados
Uncertainties in the estimation of characteristic site period of sloping terrains
E. Giovanni Diaz-Segura
- 46** Características del terreno de fundación de sitios con edificios dañados severamente en el terremoto del 27F
Characteristics of the foundation ground of sites with severely damaged buildings in the 27F 2010 earthquake
L. Vergara y R. Verdugo
- 54** Modelamiento numérico de la formación e inestabilidad de bloques alrededor del túnel Monte Seco excavado en un macizo rocoso discontinuo
Numerical modelling of the formation and instability of blocks around the Monte Seco tunnel excavated in a discontinuous rock mass
S. Villalobos, P. Cacciari y M. Futai
- 65** Análisis tridimensional del comportamiento dinámico de una fortificación ante un evento sísmico inducido
Tridimensional analysis of the dynamic behaviour of a fortification under an induced seismic event
D. Troncoso y M. Bacco



Laponite: una nanotecnología que retarda la licuefacción

Laponite: a nanotechnology that retards liquefaction

Fecha de entrega: 7 de diciembre 2016

Fecha de aceptación: 9 de mayo 2017

Felipe Ochoa-Cornejo y Sergio Muñoz

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

La licuefacción de depósitos de arena suelta ha causado daños significativos en eventos sísmicos de gran magnitud, tanto en Chile (Valdivia 1960, Valparaíso 1985, Maule 2010), como en otros países (Nueva Zelanda 2010, Japón 2011). Es por esto que se requiere el desarrollo de métodos de mejora del suelo para mitigar la licuefacción, en particular en terrenos cercanos a estructuras existentes, donde no pueden aplicarse mejoramientos tradicionales de densificación. En este contexto, este trabajo presenta un estudio experimental que explora el uso de Laponite, una nano-arcilla sintética de diámetro diez veces más pequeño que la Bentonite, para el tratamiento de suelos licuables. Se presentan resultados de ensayos triaxiales cíclicos para estudiar el efecto de 1% de Laponite (por peso seco de arena) sobre la resistencia a la licuefacción de arena limpia con densidad relativa entre 15 y 25%. Se observa que la presencia de 1% de Laponite mejora la resistencia con respecto a arenas limpias, aumentando el número de ciclos para la licuefacción hasta dos órdenes de magnitud, bajo la misma razón de tensión cíclica. Este efecto es comparable al inducido por Bentonite, pero con menos material. Además, se abordan los mecanismos detrás de la mejora gracias al fluido tixotrópico formado entre los poros de arenas.

Palabras clave: Laponite, Bentonite, nanomateriales, arena, licuefacción

Earthquake induced liquefaction of loose sand deposits has caused significant damage in severe seismic events in Chile (Valdivia 1960, Valparaíso 1985, Maule 2010) and in other countries (New Zealand 2010, Japón 2011). This requires the development of soil improvement methods to increase the liquefaction resistance of these deposits, particularly in proximity to existing structures, where traditional approaches relying on densification may not work. This paper presents an experimental study that explores the use of Laponite, a synthetic nano-clay with particle diameter ten times smaller than Bentonite, for treating liquefiable soils. The effect of the presence of a small amount of laponite (1% by dry mass of the sand) on the liquefaction resistance of clean sand specimens with relative density in the 15-25% range is studied through laboratory triaxial cyclic tests. The addition of 1% Laponite leads to a significant increase in liquefaction resistance, with respect to the clean sand, with the number of cycles to liquefaction increasing by approximately two orders of magnitude under the same cyclic stress ratio. This is comparable to the effect recently reported for Bentonite, but with much smaller addition of the nano-clay. The study addresses the mechanisms that explain the improvement based on the thixotropic fluid formed in the sand pore space.

Keywords: Laponite, Bentonite, nanomaterials, sand, liquefaction

Introducción

La licuefacción es un fenómeno catastrófico, de importancia primaria para la ingeniería chilena, el cual ocurre en depósitos granulares sueltos, y saturados, durante terremotos de gran magnitud. Durante el movimiento sísmico, el exceso de presión de poros disminuye la tensión efectiva del suelo. Cuando el exceso de presión de poros aumenta hasta igualar el confinamiento efectivo inicial,

comienza la licuefacción, causando grandes deformaciones en el suelo. El terremoto del Maule 2010 evidenció los grandes daños que puede causar la licuefacción; se produce asentamiento y colapso de estructuras construidas sobre depósitos saturados de arenas sueltas, principalmente en sectores costeros. Debido a los severos daños observados en este, y otros terremotos, los esfuerzos se han concentrado en desarrollar métodos eficaces para aumentar

la resistencia del suelo a la licuefacción. Esto se ha intentado, en particular, en terrenos cercanos a estructuras civiles (Gallagher y Mitchell, 2002), donde las soluciones de mejoramiento de suelos más tradicionales, basadas en la densificación, no son viables. En este contexto, el reciente método basado en la modificación del fluido intersticial de la arena, reemplazando el agua en los poros del material granular por una suspensión concentrada de Bentonita, ha demostrado promisorios resultados (El Mohtar *et al.*, 2013, 2014).

La idea de usar Bentonita para mejorar un suelo, y mitigar la licuefacción, está respaldado por el positivo efecto de los finos plásticos en la resistencia a la licuefacción de arenas. Observaciones en laboratorio y terreno han demostrado que la presencia de finos plásticos en la matriz de arenas previene la licuefacción, aumentando el número de ciclos para gatillarla, gracias a la plasticidad de los finos (Troncoso y Verdugo, 1985; Ishihara, 1993; Polito y Martin, 2001; Ishihara y Koseki, 1989; Koester, 1994; Youd *et al.*, 2001). Este efecto se observa indirectamente en el gráfico de resistencia a la licuefacción, a partir del número normalizado $(N_1)_{60}$ del ensayo de penetración estándar SPT, mostrado en la Figura 1. Este gráfico muestra que la resistencia de licuefacción CRR de arenas aumenta con el contenido de finos.

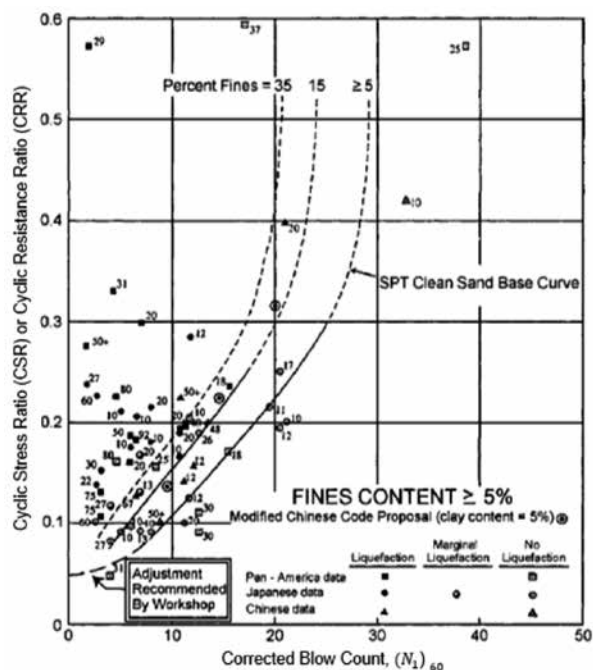


Figura 1: Influencia del contenido de finos en la licuefacción de arenas (Youd *et al.*, 2001)

El positivo efecto que los finos de alta plasticidad, particularmente la Bentonita, tienen en la resistencia a la licuefacción de arenas ha sido documentado por El Mohtar *et al.* (2013, 2014), con ensayos triaxiales cíclicos, demostrando que 3% de Bentonita, por peso seco de arena, aumenta el número de ciclos para llegar a la licuefacción. Este aumento es, al menos, un orden de magnitud, en relación a muestras de arena seca, a una misma densidad relativa.

La Bentonita es un producto natural, y seguro, pero su aplicación es desafiante. La infiltración de una suspensión de Bentonita en el espacio intersticial de la arena requiere tratamiento químico con pyro-fosfato de sodio para modificar su reología de corto plazo (Clarke, 2008). Además, la infiltración de la Bentonita es difícil en depósitos de arena más finas. Esto, sumado a las impurezas de la Bentonita, las cuales pueden crear dificultades para alcanzar resultados consistentes en laboratorio.

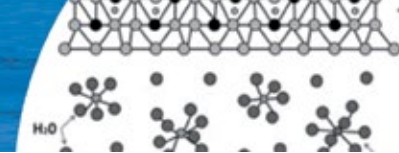
Estas dificultades se pueden superar usando Laponita, una nano-partícula sintética con un diámetro diez veces más pequeño que la Bentonita y con un proceso de gelificación retardada natural (Mongondry *et al.*, 2004). Estas características sugieren que la Laponita podría ser utilizada para tratar depósitos de arena fina, sin necesidad de modificación química. Además, la Laponita tiene un índice de plasticidad de 1200, casi el doble que la Bentonita, lo que requeriría menores porcentajes en relación a la Bentonita, para lograr la misma mejora en la resistencia de licuefacción.

Este estudio evalúa como la adición de 1% de Laponita (por peso seco de arena) aumenta la respuesta cíclica de la arena de Ottawa. Las muestras se hacen mezclando Laponita con arena, en condición seca. Los resultados se comparan con datos publicados usando Bentonita.

Programa experimental

Materiales

Los materiales utilizados para preparar las muestras de este estudio son arena limpia de Ottawa (C778) y Laponita RD. Respecto de la arena de Ottawa, sus partículas tienen un color gris claro con una forma redondeada a sub-redondeada. El coeficiente de uniformidad C_u es 1.48; el diámetro medio D_{50} es de 0.4 mm, con índice de vacío máximo y mínimo $e_{max} = 0.48$ y $e_{min} = 0.78$ respectivamente.



Su gravedad específica G_s es 2.65. En cuanto a la Laponita RD, esta es una arcilla de esmectita sintética, con 1 nm de espesor y 25 nm de diámetro aproximadamente, un orden de magnitud menos que la Bentonita (Ruzicka y Zaccarelli, 2011). La estructura 2:1 de la Laponita consiste en una lámina dioctaédrica intercalada entre dos capas tetraédricas de silicio. El reemplazo parcial de iones de magnesio por iones de litio en la capa octaédrica resulta en una partícula con caras que presentan carga negativa, y un borde con cargas positivas. La Figura 2 muestra la estructura y composición química de la Bentonita y Laponita, comparando su tamaño de partícula. Para ponerlas en contexto, el peso específico de la Laponita es 2.57, y el de la Bentonita 2.65. La superficie específica de Laponita es de 470 m²/g (El Howayek, 2011), determinada con ensayos de absorción de vapor de agua usando el modelo de BET. Este valor es comparable a los 440 m²/g de la Bentonita usando la misma metodología (Money *et al.*, 1952).

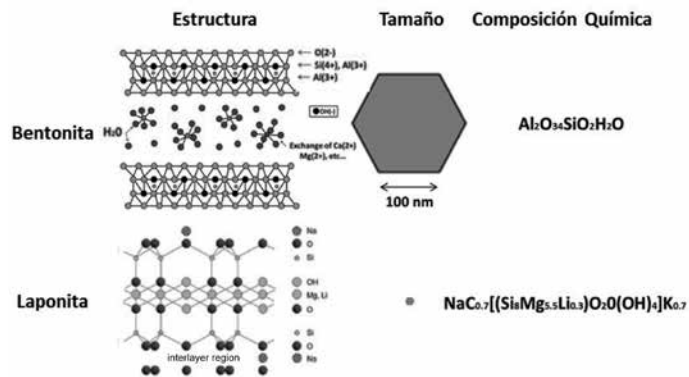


Figura 2: Estructuras de Laponita y Bentonita (Ochoa-Cornejo *et al.*, 2014)

Las suspensiones de Laponita tienen, además, propiedades reológicas: para concentraciones de hasta aproximadamente el 3% en peso de agua, inicialmente se comportan como fluidos newtonianos. Sin embargo, después de 45 minutos, la solución de Laponita empieza a presentar un comportamiento de gel de tipo sólido (Bonn *et al.*, 1999), capaz de resistir esfuerzos de corte, y con propiedades tixotrópicas (Willenbacher, 1996). Esta transición de solución a gel se refleja en el aumento del módulo de corte G' mostrado en la Figura 3 para una suspensión de Laponita al 3%. El parámetro G' se obtiene de la medición de oscilaciones forzadas a pequeñas deformaciones, y mide la componente elástica de la respuesta del material. Los datos con 4% de Laponita en la Figura 3 muestran

un aumento en G' . Sin embargo, en muestras con 4% de Laponita, el comportamiento inicial de la suspensión es no newtoniano.

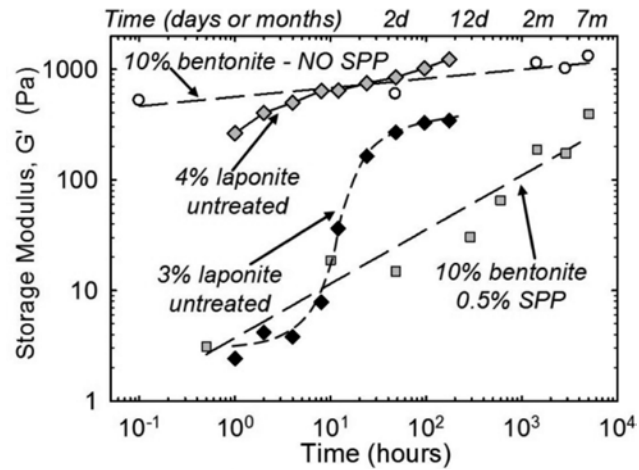


Figura 3: G' de Laponita y Bentonita (El Howayek, 2011)

La Figura 3 presenta datos de G' con el tiempo para dos suspensiones de Bentonita: una con 10% y otra con 10% de Bentonita con un 0.5% de pirofosfato de sodio SPP. El SPP retrasa la formación del gel de Bentonita, permitiendo el ingreso de la Bentonita en un medio poroso, como es descrito por El Mohtar *et al.* (2014). Notar que una concentración de 10% en peso de agua se traduce en aproximadamente 3% de Bentonita por peso seco de arena, cuando la suspensión se suministra en la matriz de arena. La Figura 3 también muestra que, después del tiempo de gelificación, las dos suspensiones de Laponita son reológicamente equivalentes (en términos de G') a la suspensión con 10% de Bentonita. Esto es significativo ya que demuestra que una suspensión con 10% de Bentonita dentro de los poros de una arena, tiene éxito en la prevención de la licuefacción (El Mohtar *et al.*, 2013, 2014).

Este programa experimental con Laponita se centra en la resistencia cíclica de muestras de arena de Ottawa mezclados con Laponita, de manera que una suspensión con 3% de Laponita quede dentro del espacio poroso de arena. Esta concentración corresponde a muestras de arena preparadas con 1% de Laponita con respecto al peso seco de la arena limpia.

Preparación de las muestras y ensayos

Las muestras se preparan en seco, mezclando arena limpia con 1% de polvo de Laponita (por peso seco de arena) en un cilindro de plástico equipado con un tubo de pluviación.

Después, la mezcla se pluvia en el molde que se apoya en la base triaxial, controlando la altura de caída para lograr una densidad relativa en el intervalo de 15-25%. Dos equipos triaxiales se utilizaron en esta investigación: el sistema CKC fabricado por Soil Testing Equipment, y el STX 050 fabricado por GCTS.

La densidad relativa de las muestras se calcula utilizando la relación de índice de vacíos intergranular, el cual considera el contenido fino como parte del espacio de vacío, y utiliza los valores de e_{max} y e_{min} de la arena limpia. Notar que el uso de un índice de vacíos constante permite comparaciones entre la arena limpia, y la misma arena en donde el espacio intersticial está siendo ocupado por partículas de Laponita. Tras la aplicación de una presión de cámara isotrópica inicial de 25 a 50 kPa, se pasa dióxido de carbono CO_2 a través de la muestra, y luego agua deionizada y desaireada. A continuación se aplica una contrapresión entre 200 y 300 kPa para asegurar la saturación, manteniendo constante la tensión efectiva. Para consolidar el suelo a 100 kPa, el valor mínimo aceptable del parámetro B es de 0.95. Después de la consolidación, las muestras de arena limpias se someten inmediatamente al corte cíclico no drenado, mientras que las muestras de arena con Laponita se someten a un envejecimiento de 72 horas. Se debe tener en cuenta que 72 horas corresponde al tiempo cuando el módulo de corte de la suspensión con 3% de Laponita alcanza un valor relativamente constante, indicador que la gelificación de la suspensión de Laponita está completa (Figura 3). Además, a las 72 horas el módulo de corte de la suspensión de Laponita es comparable a la de la suspensión con 10% de Bentonita, porcentaje que ha demostrado ser eficaz en el aumento de la resistencia de licuefacción de la arena (El Mohtar *et al.*, 2013). El corte cíclico se realiza con una frecuencia de carga de 1 Hz. Las razones de esfuerzo cíclico utilizadas oscilan entre 0.10 y 0.14 para arena limpia, y entre 0.12 y 0.25 para arena con Laponita. Los ensayos se desarrollaron hasta alcanzar la pérdida completa de la presión de confinamiento efectiva en la muestra.

Los procedimientos descritos son similares a los seguidos en el trabajo de El Mohtar *et al.* (2014) para preparar muestras mezcladas en seco de Bentonita y arena Ottawa. Las diferencias entre los dos procedimientos se encuentran en la cantidad de material fino que se mezcla en peso seco

con la arena (3% de Bentonita, 1% Laponita) y la duración del envejecimiento antes del corte cíclico (72 horas para las muestras de arena con Laponita, y 24 ó 96 horas para muestras de arena con Bentonita). Otra diferencia está en la densidad relativa en los dos estudios: 15-25% para las muestras de arena con Laponita, y de 35 a 45% para las muestras de arena con Bentonita.

Resultados del programa experimental

La Figura 4 muestra los resultados de ensayos triaxiales cíclicos no drenados en arena limpia y de arena con 1% de Laponita, con densidad relativa en el intervalo de 15-25%. Se grafica el número de ciclos para la licuefacción versus la razón de corte cíclico aplicada. La flecha de la figura indica que la muestra no licúa en el número de ciclos indicado. Se observa la mejora alcanzada en la respuesta de arena limpia después de ser tratada con 1% de Laponita. Para similares niveles de CSR aplicado, el número de ciclos para llegar a la licuefacción aumenta en, al menos, dos órdenes de magnitud.

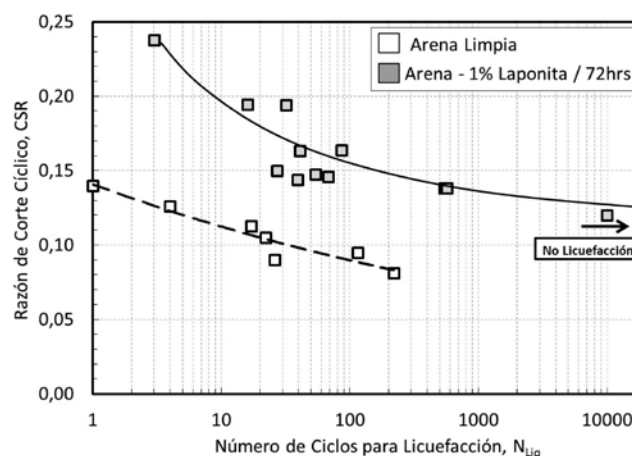
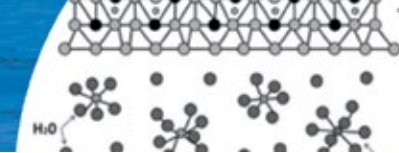


Figura 4: Resistencia cíclica de arena limpia, y arena con Laponita (1%), densidad relativa $Dr_{sk} \sim 15-25\%$ (Ochoa-Cornejo *et al.*, 2014, 2016; Ochoa-Cornejo, 2015)

La Figura 5 muestra resultados similares para muestras de arena limpia y muestras de arena con un 3% de Bentonita. En este gráfico, las líneas presentadas son líneas de interpolación que se le aplicó a los datos experimentales. Las muestras tienen una densidad relativa en el rango de 30%-40%. Se muestran dos grupos de datos para muestras de arena con Bentonita: uno con un período de envejecimiento (posterior a la consolidación) de 24 horas, y otro con un envejecimiento de 96 horas. Estos dos



conjuntos de datos se muestran ya que incluyen el tiempo de envejecimiento de 72 horas utilizado para muestras de arena con Laponita. En la Figura 5, además, se observa que, tal como en el caso de Laponita, la adición de Bentonita aumenta la resistencia cíclica de la arena en un orden de magnitud con respecto a la arena limpia. También se aprecia que un aumento en el tiempo de envejecimiento induce un aumento adicional de la resistencia.

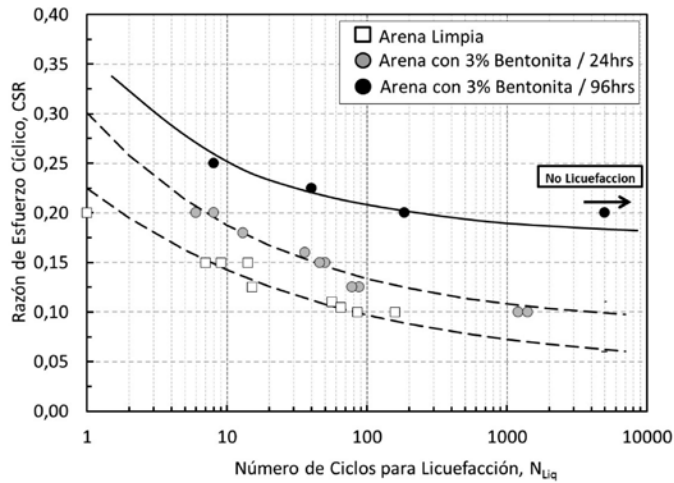


Figura 5: Resistencia cíclica de arena limpia, y de arena con Bentonita, densidad relativa $D_{r_{sk}} \sim 30-40\%$ (El Mohtar *et al.*, 2014; Ochoa-Cornejo *et al.*, 2014, 2016; Ochoa-Cornejo, 2015)

Las Figuras 4 y 5 sugieren que la presencia de finos plásticos, en particular de alta plasticidad, dentro de una matriz de arena genera un efecto positivo sobre la resistencia a la licuefacción. También sugiere que la plasticidad de los finos juega un papel importante en la respuesta cíclica del suelo, ya que la adición de 1% de Laponita logra una mejora similar a la conseguida con 3% de Bentonita. La mejora en la resistencia a la licuefacción observada con la adición de una nano-arcilla altamente plástica es causada por un retraso del exceso de presiones de poros durante la carga cíclica. Los resultados y observaciones indican que este retraso es el resultado de la interacción entre los granos de arena y el fluido intersticial de tipo sólido formado por los finos plásticos y el agua en el espacio de los poros, lo que reduce la movilidad de los granos de arena, retrasando la generación del exceso de presiones de poros, por ende, aumentando la resistencia cíclica del suelo.

Esta hipótesis está apoyada por la observación directa de la microestructura de las muestras de arena con Bentonita, y de arena con Laponita, utilizando microscopía electrónica

cryo-SEM. Esta técnica implica la sublimación de las muestras a temperaturas muy bajas (-85°C), y la formación de imágenes en condiciones criogénicas (-130°C), de modo que la muestra permanece cerca de su estado natural, evitando deshidratación. La Figura 6(a) y 6(b) presentan imágenes de la microestructura de una muestra de arena con Bentonita, y una muestra de arena con Laponita, respectivamente. Ambas imágenes muestran que los granos de arena están rodeados por una densa matriz celular que corresponde al gel formado en el espacio intersticial, por la hidratación de la Bentonita o la Laponita. Este fluido en los poros se caracteriza por un comportamiento de tipo sólido. Sus propiedades (por ejemplo, G' en la Figura 2) aumentan la respuesta elástica del sistema, reduciendo las deformaciones plásticas, reduciendo el exceso de presiones de poros.

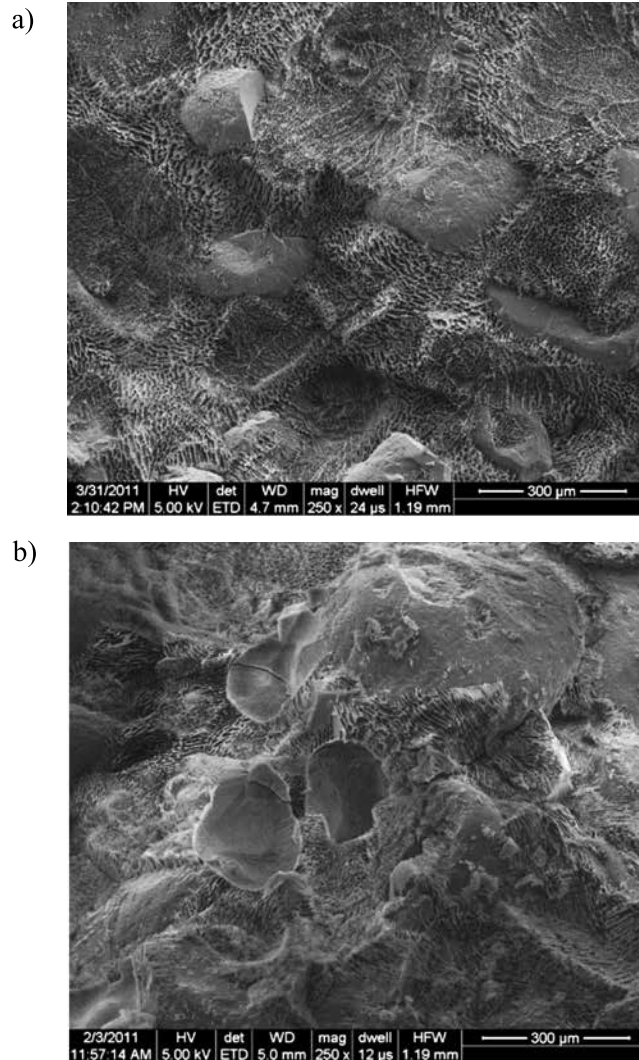
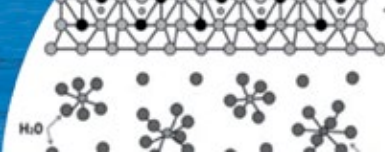


Figura 6: Fotografías SEM de arenas con: a) 3% de Bentonita y b) 1% de Laponita (Ochoa-Cornejo *et al.*, 2014, 2016)



Conclusiones

Este trabajo presenta los resultados experimentales de triaxiales cíclicos ejecutados en arenas con finos de alta plasticidad, y evalúa la mejora en la resistencia a la licuefacción, fenómeno de gran relevancia para la ingeniería chilena. En particular, el objetivo del trabajo fue evaluar el impacto de la adición de 1% de Laponita en la respuesta cíclica no drenada de la arena, y comparar estos resultados con los de arena limpia, así como los de arena tratada con Bentonita. Este trabajo experimental se realizó en muestras de arena con 1% de Laponita, mezcladas en seco. Los resultados muestran que la presencia de 1% Laponita aumenta significativamente el número de ciclos necesarios para llegar a la licuefacción, en comparación con la arena limpia en las mismas condiciones de densidad y corte solicitante. La mejora es comparable a la obtenida utilizando Bentonita. Sin embargo, consistente con la mayor plasticidad de la Laponita, en relación con Bentonita, se necesita una menor cantidad de Laponita para lograr un grado de mejora equivalente. El aumento de la resistencia cíclica se atribuye al gel formado en el interior del espacio intersticial, como resultado de la hidratación de la Laponita. El fluido tixotrópico formado tiene un comportamiento de tipo sólido, reduciendo la movilidad de las partículas de arena, retardando la generación del exceso de presiones de poros y por ello aumentando la resistencia a la licuefacción. El trabajo proporciona evidencia de que la Laponita tiene gran potencial para mitigar la licuefacción de arenas.

Agradecimientos

Se agradece el apoyo de NSF Foundation, Purdue University, y Universidad de Chile.

Referencias

Bonn, D., Kellay, H., Tanaka, H., Wegdam, G. and Meunier, J. (1999). Laponite: What is the difference between a gel and a glass?. *Langmuir* 15(22), 7534-7536

Clarke, J.P. (2008). *Investigation of time-dependent rheological behavior of Sodium Pyrophosphate-Bentonite suspensions*. MSc thesis, Purdue University, West Lafayette, Indiana

El Howayek, A. (2011). *Characterization, rheology and microstructure of laponite suspensions*. MSc thesis, Purdue University, West Lafayette, Indiana

El Mohtar, C.S., Bobet, A., Drnevich, V.P., Johnston, C.T. and Santagata, M.C. (2014). Pore pressure generation in sand with bentonite: from small strains to liquefaction. *Géotechnique* 64(2), 108-117

El Mohtar, C.S., Bobet, A., Santagata, M.C., Drnevich, V.P. and Johnston, C.T. (2013). Liquefaction mitigation using bentonite suspensions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 139(8), 1369-1380

Gallagher, P.M. and Mitchell, J.K. (2002). Influence of colloidal silica grout on liquefaction potential and cyclic undrained behavior of loose sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 22(9), 1017-1026

Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Géotechnique* 43(3), 351-415

Ishihara, K. and Koseki, J. (1989). Discussion On the cyclic shear strength of fines containing sands. *Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rio de Janeiro, Brazil, 101-106

Koester, J.P. (1994). The influence of fines type and content on cyclic strength. *Proceedings of the ASCE National Convention on Ground Failures under Seismic Conditions*, Prakash and Dakoulas eds., 17-33

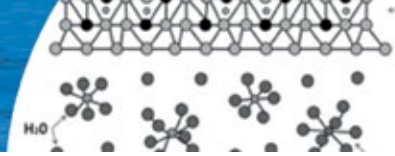
Mongondry, P., Nicolai, T. and Tassin, J.F. (2004). Influence of pyrophosphate or polyethylene oxide on the aggregation and gelation of aqueous laponite dispersions. *Journal of Colloid and Interface Science* 275(1), 191-196

Mooney, R.W., Keenan, A.G. and Wood, L.A. (1952). Adsorption of water vapor by Montmorillonite. I. Heat of desorption and application of BET theory. *Journal of the American Chemical Society* 74(6), 1367-1371

Ochoa-Cornejo, F.A. (2015). *Cyclic behavior of sands with superplastic fines*. PhD thesis, Purdue University, West Lafayette, Indiana

Ochoa-Cornejo, F., Bobet, A., Johnston, C.T., Santagata, M. and Sinfield, J.V. (2016). Cyclic behavior and pore pressure generation in sands with laponite, a super-plastic nanoparticle. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 88, 265-279

Ochoa-Cornejo, F., Bobet, A., Johnston, C., Santagata, M. and Sinfield, J. (2014). Liquefaction 50 years after Anchorage 1964; how nanoparticles could prevent it. *Proceedings of the 10th National Conference in Earthquake Engineering*, Earthquake Engineering Research Institute, Anchorage, USA



Polito, C.P. and Martin, J.R. (2001). Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistance of sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **127**(5), 408–415

Ruzicka, B. and Zaccarelli, E. (2011). A fresh look at the Laponite phase diagram. *Soft Matter* **7**(4), 1268-1286

Troncoso, J. and Verdugo, R. (1985). Silt content and dynamic behavior of tailings sands. *XI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, 1311–1314

Willenbacher, N. (1996). Unusual thixotropic properties of aqueous dispersion of Laponite RD. *Journal of Colloid and Interface Science* **182**(2), 501–510

Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Liam Finn, W.D., Harder, L.F., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson, W.F., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B. and Stokoe, 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), 297–313

Dynamic modeling of Mataquito Bridge affected by liquefaction - induced lateral spreading

Modelamiento dinámico del Puente Mataquito afectado por licuefacción y corrimiento lateral

Fecha de entrega: 15 de diciembre 2016

Fecha de aceptación: 21 de abril 2017

Álvaro Gutiérrez y Christian Ledezma

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

El puente Mataquito se sitúa al norte del epicentro del terremoto del Maule M_w 8.8 y fue seleccionado para este estudio por la clara evidencia de licuefacción detectada en terreno, y la suficiente información geotécnica disponible para generar el modelo numérico. El modelo numérico fue desarrollado en el software FLAC e incluye modelos constitutivos avanzados como PM4SAND y UBCHYST, los cuales han sido validados para la condición dinámica. Además, la interacción suelo-estructura es considerada mediante los elementos pile disponibles en FLAC, mediante resortes normales y de corte. Para la condición dinámica se aplicó una historia de aceleración registrada en la estación Rapel. El proceso de calibración considerado en esta investigación fue desarrollado a partir de resultados de ensayos SPT y correlaciones geotécnicas. Diversos modelos numéricos fueron analizados para obtener los parámetros de los modelos constitutivos avanzados y de los resortes para los pilotes. Los resultados incluyen desplazamientos laterales y momentos flectores debido al terremoto. Los desplazamientos residuales son alrededor de 10 cm y se concentran en la cabeza de los pilotes. Además, se incluye el aumento de la presión de poros debido al movimiento sísmico, donde la licuefacción se alcanza previa al peak de la aceleración.

Palabras clave: licuefacción, pilotes, puentes, PM4SAND

The Mataquito Bridge is located at the north of the M_w 8.8 Maule earthquake epicenter and it was selected for this study because clear evidence of liquefaction induced lateral spreading was detected at the site and the data available was enough to generate a numerical model. The numerical model was developed in the geotechnical software FLAC and includes advanced soil constitutive models, such as PM4SAND and UBCHYST, which are validated in dynamic condition. Furthermore, the soil-structure interaction is considered with the pile elements available in FLAC, via shear and normal springs. The acceleration history applied in the dynamic condition was registered in Rapel station. The calibration process considered in this research was conducted with SPT results and geotechnical correlations. Several numerical models were solved to obtain the parameters included in the soil constitutive models and in the pile coupling springs. The results include pile lateral displacement and the bending moments due to the earthquake. The residual lateral displacements are about 10 cm and concentrated at the top of the pile. Besides, the pore water pressure increased during the seismic motion and the liquefaction was reached before the peak acceleration.

Keywords: liquefaction, piles, bridges, PM4SAND

Introduction

The 2010 M_w 8.8 Maule earthquake affected Chilean lifelines, such as bridges, roads and ports. The liquefaction triggered during this event resulted in significant damage to several structures. One of the most common observations was the impact of liquefied foundation soils on the deformation of approach fills and lateral spreading

(Ledezma *et al.*, 2012). In this paper we study the seismic behavior of the Mataquito Bridge located close to the Pacific Ocean, in the Maule region. The bridge is a reinforced concrete structure 320 m long, supported on piles groups. The north abutment was founded on loose sediments that liquefied and spread towards the river, causing moderate to significant longitudinal deformations. The south abutment

was founded on sands over possibly shallow bedrock and the structural damage and deformations observed were considered negligible (Ledezma *et al.*, 2012). Figure 1a shows the observed fill settlement at the north abutment, Figure 1b presents the liquefaction-induced lateral spreading effects in the surrounding area, Figure 1c shows soil vertical settlement at the interior piers and Figure 1d presents the failure of the handrails.

The bridge's seismic behavior during the Maule earthquake was studied in a numerical model developed using the commercial FLAC 7.0 software, considering advanced constitutive model such as PM4SAND for the liquefiable layers.

Geotechnical model development

Figure 2 shows the main soil layers along with the piles'

distribution, the location of the boreholes, and that of the groundwater table. The soil layers and properties were determined from the SPT profiles shown in Figure 3 along with historical field data, hydraulic reports and boring logs. Three main layers of natural soil were identified. The fill soil layer was added and characterized from the bridge drawings. The shallow sand layer is characterized by low SPT blow counts with an average of $(N_1)_{60} = 10$ blows/ft. This layer is underlain by a medium sand with an average $(N_1)_{60} = 25$ blows/ft. At a depth of about 10 m from the natural ground surface, a gravel layer is detected. This information was used to define a longitudinal geotechnical profile of the Mataquito Bridge (Figure 2). The plastic and elastic soil properties were estimated from SPT correlations.



Figure 1: a) North abutment, b) lateral displacement towards the river, c) soil settlement at interior pier at northeast abutment (FHWA, 2011), and (d) handrail failures at the bridge deck

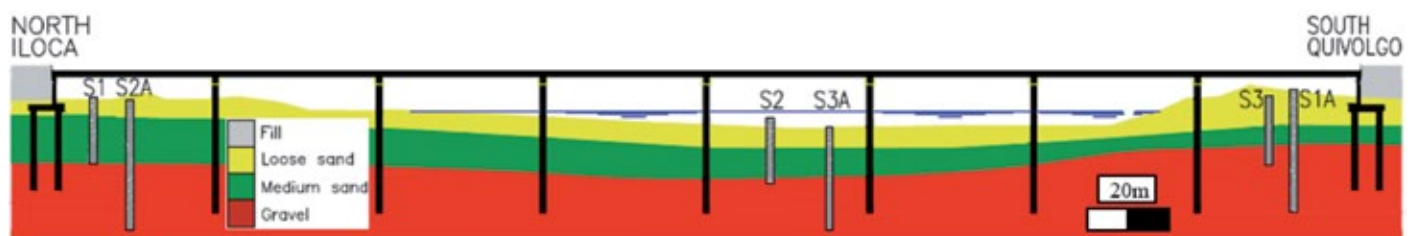


Figure 2: Lateral view of Mataquito Bridge, indicating the soil layers, distribution of piles, the location of borings and water table

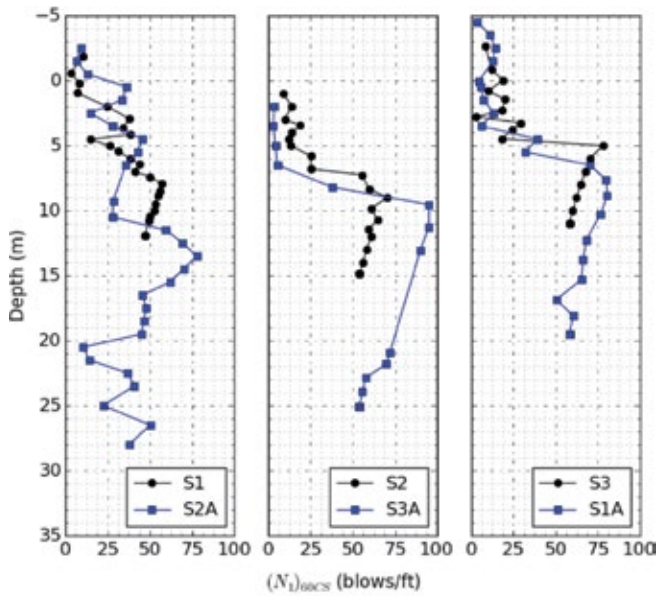


Figure 3: $(N_1)_{60CS}$ values versus depth

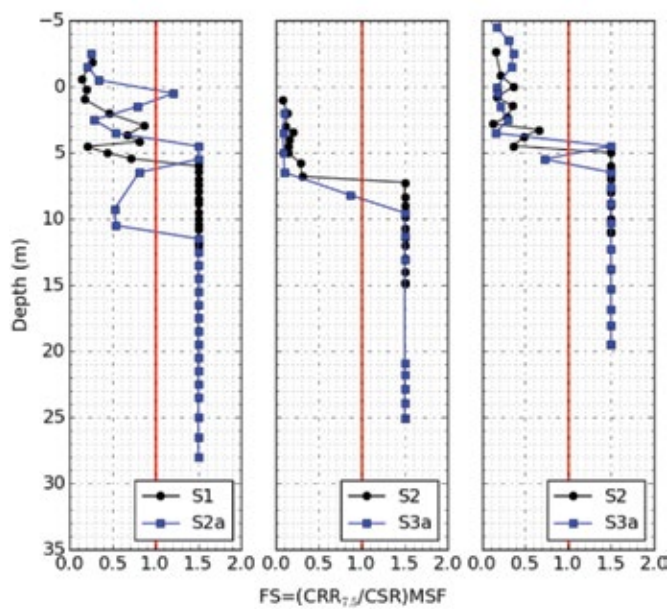


Figure 4: Factor of Safety FS against liquefaction for $M_w = 8.8$ and $PGA = 0.36g$

Liquefaction susceptibility

Liquefaction susceptibility was evaluated at the bridge site using the Standard Penetration Test SPT profiles, which were provided by the Ministry of Public Works MOP. The sand liquefaction triggering procedure presented in Youd *et al.* (2001) was used to define an approximate normalized SPT threshold value for the occurrence of liquefaction. Figure 4 shows the Factor of Safety against liquefaction profiles for the six SPTs using the 2010 Maule earthquake

moment magnitude of $M_w = 8.8$ and a peak ground acceleration $PGA \approx 0.36g$ in Iloca based on the Ground-Motion Prediction Equation GMPE for earthquakes in subduction zones (Montalva *et al.*, 2017).

Numerical modeling

The numerical models were developed in the software FLAC 7.0, from Itasca Consulting Group, Inc. (FLAC 2011), which is based in the finite difference method, and it uses an explicit solution scheme. The PM4SAND model is a stress-ratio controlled, critical-state compatible bounding surface plasticity model (Beaty and Byrne, 2011; Boulanger and Ziotopoulou, 2015). Version 3 was used in this study and the parameters were estimated based on Boulanger and Ziotopoulou (2015). The calibration procedure considered a single element under simple shear, with the Cyclic Resistance Ratio CRR curve for liquefaction triggering proposed in NCEER for $M_w = 7.5$ and $\sigma'_{vo} = 1$ atm. The parameters for PM4SAND model were selected such that after 15 uniform cycles, a peak strain of 3% was achieved. The input parameters used were also correlated with the corrected SPT blow counts. The secondary parameters for the PM4SAND model were kept as default. The results after the calibration process for the PM4SAND model are shown in Figure 5.

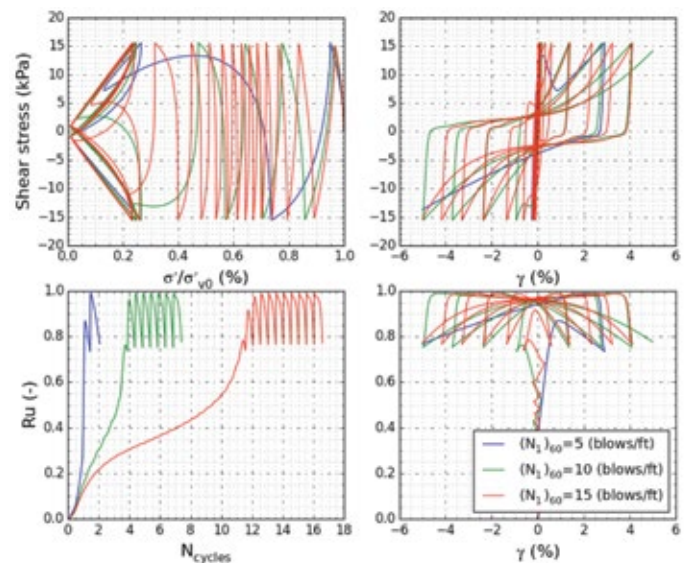


Figure 5: Results of the calibration process for three $(N_1)_{60}$ values with PM4SAND model

The piles were modeled using FLACs' linear-elastic pile structural element. The soil-structure interaction was captured by shear and normal coupling springs, which

connect each node from the pile to the adjacent soil element, and that were characterized by stiffness and friction parameters.

The bridge deck and interior piers were modeled with linear-elastic beam elements. Due to the spacing and non-uniform geometry of the piles and deck, it was necessary to develop equivalent 2D flexural and axial stiffness parameters. Table 1 shows the piles and beams structural properties. The wall abutment was modeled with “soil” elements with concrete properties.

Table 1: Equivalent 2D structural properties

Parameter	Piles	Deck	Interior pier
Elastic modulus, GPa	31.5	4.7	31.5
Moment of inertia, m ⁴	0.042	1.84	0.042
Cross section, m ²	0.795	2.8	0.795
Perimeter, m	1.18	-	-
Density, kg/m ³	600	400	600

Numerical models

Two models were used to evaluate the dynamic response of the bridge due to the Maule earthquake. In Model 1 the liquefiable layers were modeled using PM4SAND, and the non-liquefiable layers were modeled using UBCHYST. In Model 2 all the soil layers were modeled using UBCHYST (a constitutive model based on the Mohr-Coulomb’s failure criterion including hysteretic damping) under undrained condition. However, a user-defined function was used to check if during the seismic motion a soil element liquefies, based on the simplified procedure by Youd *et al.* (2001). If the soil element liquefies, the post-earthquake residual strengths are assigned as an equivalent cohesion with dependence on the effective vertical stress. The post-earthquake residual undrained shear strength was estimated using the recommendations by Ledezma and Bray (2010).

The numerical model was built in stages, trying to capture more realistically the strain–stress condition at the site. During the static stages, boundary conditions consisted on restrained lateral displacements at the sides, and in both directions at the base. During the dynamic stage, the free-field conditions are applied at the vertical sides of the model, and a compliant base was applied at the bottom. The free-field condition is applied to model the propagation

of waves into the far-field, through normal and tangential dashpots. The properties of these boundaries are related to the neighboring properties of the soil before the dynamic stage. The seismic input motion was applied as a time-stress history at the base of the model, where a stiff gravel layer is located. The selected ground motion was recorded in Rapel station.

The mesh size was determined based on the recommendation proposed by FLAC (2011). The equation states that the mesh size cannot be greater than one-tenth of the wavelength associated to the maximum frequency with significant energy content of the ground motion. The largest significant frequency of the input signal was 10 Hz, and the smallest shear wave velocity in the liquefiable layers was 160 m/s, so the maximum element size was 1.6 m. The total width and height of the model were, respectively, 620 m and 90 m, which were determined by an iteration process to ensure that the displacements and stresses at the abutments were not affected by the vertical boundaries, and to reach a bottom layer with a rock-like stiffness.

Results and analyses

The generation of pore water pressure due to the ground motion plays a key role in the liquefaction analysis. The PM4SAND model captures the variation of pore water pressure in the model, and the results obtained at two instants are shown in Figure 6. It can be seen that at the beginning, $t = 25$ s, only the zones near the surface reach r_u values close to 1.0, where $r_u = u'/\sigma'_{vo}$, is the pore pressure ratio and u' is the excess pore pressure. However, at the end of shaking almost all the liquefiable zones show $r_u = 1.0$. As expected, due to the presence of piles soil improvement occurs, the zones surrounding the piles did not reach the highest pore water pressures, and the lateral displacements were controlled by the piles.

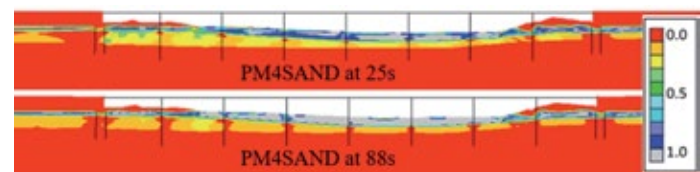


Figure 6: r_u values for PM4SAND model at two instants

Figure 7 shows the results of the post-seismic lateral displacements of the abutments’ piles. As shown, the

piles tend to move towards the riverbed and the maximum displacements are concentrated at the top. The maximum lateral displacement predicted by the models is about 12 cm at the north abutment and about 7 cm at the south abutment. The models predict similar lateral displacements at the south abutment, despite the simplicity of Model 2. However, at the north abutment, since the thick medium sand layer was not expected to liquefy below 10 m, this approximate model tends to overestimate the lateral support of the piles.

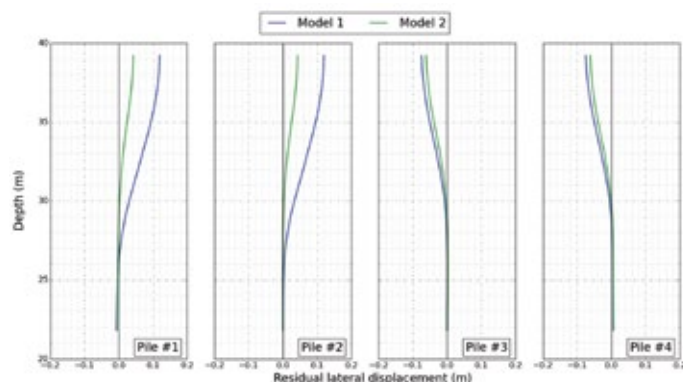


Figure 7: Post-seismic lateral displacements at the abutments' piles calculated using the two models

The current results compare well with the results presented in Gonzalez and Ledezma (2017), *i.e.* post-seismic lateral displacement between 4 to 18 cm at the top of the south abutment piles. In Ledezma *et al.* (2012), it was registered a lateral spreading from the edge of the south abutment wall to the first row of piers of about 54 cm, and the total lateral spreading from the edge of the abutment wall to the river's edge of about 180 cm. The results predict displacements about 70 cm from the wall to the first row of piles, and about 200 cm from the wall to the river shore.

Figure 8 shows the post-seismic bending moment of the abutment piles. The yielding bending moment of the piles and piers is about 10 MNm, calculated with compressive strength f_c of 25 MPa for the concrete, and yield f_y and ultimate f_u stresses for the steel of 420 MPa and 630 MPa, respectively. These nominal properties were modified by factors $R_c = 1.3$, $R_y = 1.2$ and $R_u = 1.2$, respectively, to represent the actual in-situ strength of the piles and piers. These factors are based on the ACI (2008) and AISC (2010). The results show that the ultimate bending moment capacity is higher than the maximum post-seismic moment calculated for the piles. Regarding the post-seismic

and maximum bending moments, there are two critical sections: the pile-abutment connection, and the interface between the liquefiable material (medium sand) and the gravel, which are consistent with previous results.

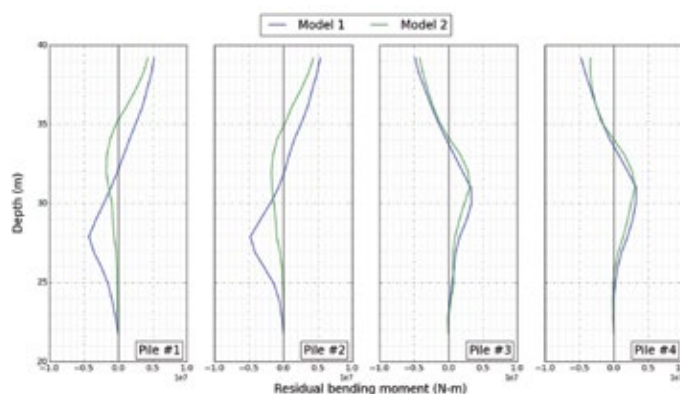


Figure 8: Post-seismic bending moment for the two models at abutments' piles

Conclusions

Due to the three dimensional nature of the problem, the results obtained from a 2D plain strain model tend to overestimate the loading and the displacements induced by liquefaction-lateral spreading, because it does not capture out-of-plane displacement nor pile-group effects. Nevertheless, the post-seismic lateral displacements calculated using the models considered in this work are similar to the measured values in the post-earthquake reconnaissance.

Inertial effects should be considered in the design and analysis of these structures. Our results show that during the seismic motion the peak bending moments are about 2 times the post-seismic bending moments, being the most critical zone the deck-pile connection.

FLAC 2D is able to properly model and capture the seismic behavior of sand materials with liquefaction potential. Model 1 could capture the soil behavior during cyclic loading, such as shear stress versus strain behavior, or the variation of pore water pressures.

The advantage of using advanced models is the comprehension and prediction of soil behavior during cyclic loading, but with the disadvantage that the calibration process can be complex and the computational time increases. Model 2 predicts similar displacements and bending moments as the other model in the south abutment, so the use of a basic soil model for a case like that does not

substantially affect the results while providing a reasonably good first-order estimate.

References

- ACI (2008). Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and Commentary. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan
- AISC (2010). Seismic provisions for structural steel buildings (ANSI/AISC 341-10). American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- Beaty, M. and Byrne, P.M. (2011). UBCSAND constitutive model version 904aR. Document report in: [http://www. itasca-udm. com/pages/continuum. html](http://www.itasca-udm.com/pages/continuum.html)
- Boulanger, R. and Ziotopoulou, K. (2015). PM4SAND (Version3): A sand plasticity model for earthquake engineering applications. Document Report UCD/CGM-15/01, University of California, Davis
- FHWA (2011). Postearthquake reconnaissance report on transportation infrastructure impact of the February 27, 2010, Offshore Maule Earthquake in Chile. Federal Highway Administration FHWA-HRT-11-030, McLean, VA
- FLAC (2011). Fast Lagrangian Analysis of Continua. Version 7.0 software. Itasca Consulting Group, Inc. Minneapolis: Itasca
- Gonzalez, D. and Ledezma, C. (2017). Simplified probabilistic evaluation of the seismic performance of three pile-supported bridges affected by liquefaction during the M8.8 Maule Chile Earthquake. *Earthquake Spectra* (under review)
- Ledezma, C. and Bray, D. (2010). Probabilistic performance-based procedure to evaluate pile foundations at sites with liquefaction-induced lateral displacement. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **136**(1), 464-476
- Ledezma, C., Hutchinson, T., Ashford, S.A., Moss, R., Arduino, P., Bray, J.D., Olson, S., Hashash, Y.M.A., Verdugo, R., Frost, D., Kayen, R. and Rollins, K. (2012). Effects of ground failure on bridges, roads, and railroads. *Earthquake Spectra* **28**(1), 119-143
- Montalva, G., Bastías, N. and Rodriguez-Marek, A. (2017). Ground-motion prediction equation for the Chilean Subduction Zone. *Bulletin of the Seismological Society of America* **107**(2), 901-911
- 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

LA OFERTA GEOTÉCNICA MÁS COMPLETA en BENEFICIO DE SUS PROYECTOS



Sondajes de exploración
y geotécnicos



Estabilización
de taludes



Fundaciones especiales
y mejoramiento de suelo



Excavaciones
profundas llave
en mano



Excavación de túneles
con método tradicional
o mecanizado (TBM y
micro TBM)



SOLETANCHE BACHY

www.soletanchebachy.cl





Estudio de efectos de sitio en la Región de Coquimbo durante el terremoto de Illapel M_w 8.3 de 2015

Study of site effects in the Coquimbo Region due to the 2015 M_w 8.3 Illapel, Chile, Earthquake

Fecha de entrega: 6 de diciembre 2016

Fecha de aceptación: 24 de abril 2017

José Fernández¹, César Pastén¹, Sergio Ruiz² y Felipe Leyton³

¹ Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Av. Blanco Encalada 2002, Santiago, Chile, jose.fernandez@ing.uchile.cl, cpasten@ing.uchile.cl

² Departamento de Geofísica, Universidad de Chile, Av. Blanco Encalada 2002, Santiago, Chile, sruiz@dgf.uchile.cl

³ Centro Sismológico Nacional, Universidad de Chile, Av. Beaucheff 1225, Santiago, Chile, leyton@csn.uchile.cl

Este trabajo tiene como objetivo determinar efectos de sitio en las localidades de la Región de Coquimbo producidos por el terremoto Illapel M_w 8.3 de 2015, particularmente aquellas que cuentan con estaciones sismológicas. Se relaciona la respuesta sísmica y la distribución de daños durante el evento con la geomorfología y geología de los sitios. Para ello se emplearon razones espectrales H/V (HVSr) calculadas a partir de registros de aceleraciones de sismos con magnitud moderada a alta ($M_w \geq 5$), ocurridos en una ventana temporal de tres años en torno al evento principal. Por otra parte, el método HVSr fue también aplicado a mediciones pasivas de vibraciones ambientales de corta duración (20 a 30 minutos), realizadas con sismógrafos de 4.5 Hz. A partir de ambas variantes del método, se obtuvieron razones espectrales en función del periodo, caracterizando dinámicamente los suelos por medio de su periodo predominante de vibración. Esta información se contrastó con la geología y geomorfología de las localidades, para explicar los efectos de sitio en cada una de ellas. Finalmente, se compararon los resultados con estimaciones de intensidad calculadas a partir de un catastro de viviendas dañadas producto del terremoto, elaborado por instituciones gubernamentales. Se concluye que las estaciones sismológicas de la Región de Coquimbo se encuentran en su mayoría sobre depósitos de suelo rígido o en afloramientos rocosos, lo que es consistente con que las intensidades MSK alcanzaran valores máximos de 6.5 en la Región.

Palabras clave: efectos de sitio, razones espectrales H/V, intensidades MSK

This work aims to determine site effects in the Coquimbo Region due to the 2015 M_w 8.3 Illapel earthquake, particularly in towns with seismological stations. In addition, it seeks to relate the seismic response and the distribution of damage during the event with the geomorphology and geology of the sites. This study used H/V spectral ratios (HVSr) applied to acceleration records of moderate to high magnitude earthquakes ($M_w \geq 5$) occurred in a time window of three years around the main event. Moreover, the HVSr method was also applied to seismic ambient vibration records (20 to 30 minutes long), recorded by 4.5 Hz seismographs. Both variations of the method generated spectral ratios as a function of the period, allowing the dynamic characterization of the soil deposits through their predominant vibration period. This information is complemented with the geology and geomorphology of the studied zones in order to explain the site effects in each one. Finally, the results are compared with calculated MSK intensities from a survey of housing damage caused by the earthquake, implemented by government institutions. Our analyses conclude that the seismological stations of the Coquimbo Region are mostly over rigid soil deposits and rock outcrops, which is consistent with the MSK intensities that reached maximum values of 6.5 in the Region.

Keywords: site effects, HV spectral ratios, MSK intensities

Introducción

Chile ha sido azotado históricamente por terremotos de gran magnitud ($M_w > 8$). En particular, desde 2010 se han

sumado los terremotos del Maule 2010 M_w 8.8, Iquique 2014 M_w 8.2 e Illapel 2015 M_w 8.3. El terremoto de Illapel M_w 8.3 ocurrió el 16 de septiembre de 2015 a las 19:54:31



hora local, con un hipocentro ubicado en 31.64°S y 71.75°W y 23 km de profundidad (Centro Sismológico Nacional, CSN). Este terremoto ocurre en la parte superficial del contacto de placas con una ruptura Sur-Norte (Ruiz *et al.*, 2016). La intensidad reportada por la Oficina Nacional de Emergencia del Ministerio del Interior y Seguridad Pública (ONEMI) en escala Mercalli Modificada (MM) fue de VIII en la Región de Coquimbo y V en la Región de Atacama, lo que implica una rápida atenuación del terremoto hacia el norte. Además, tanto en las Regiones de Valparaíso como Metropolitana, la intensidad fue de VII en la misma escala. El evento afectó a 7285 viviendas (Gobierno de Chile, 2015) y en conjunto con el tsunami posterior dejaron 13 víctimas fatales (GEER, 2015). Algunos de los registros de aceleraciones asociados al terremoto se exhiben en la Figura 1, mientras que las aceleraciones máximas PGA registradas se muestran en la Tabla 1.

En la zona del terremoto de Illapel 2015 han ocurrido previamente los terremotos de Illapel 1943 y Punitaqui 1997 (Beck *et al.*, 1998; Lemoine *et al.*, 2001; Pardo *et al.*, 2002). El primero ocurrió el día 6 de abril de 1943 a las 12:07 hora local, con epicentro de coordenadas 30.75°S y 72.00°W , frente a la desembocadura del Río Limarí y tuvo una magnitud $M_w = 7.8$ (Beck *et al.*, 1998). Su profundidad fue de 55 km y el tamaño de la ruptura alcanzó los 200 km aproximadamente (Beck *et al.*, 1998), siendo similar en ubicación, magnitud e incluso en longitud de ruptura al terremoto de Illapel 2015. En cuanto a sus efectos, se cuentan 12 víctimas fatales, 49 heridos y más de 23000 damnificados (El Mercurio, 2007), además de daños severos a la infraestructura. Localidades como Combarbalá, Punitaqui, Limarí y otras quedaron con el 80% de sus viviendas inhabitables (Piñones, 2002). Con la información de la zona, se confeccionó un mapa de isosistas (Greve, 1946) que reveló intensidades V (medidas en una escala de intensidades con valor máximo VI) en torno al

epicentro, es decir, Ovalle, Combarbalá e Illapel, mientras que Ovalle registró una intensidad de VIII en escala MSK. Se debe considerar que, durante la época, la población se concentraba en los valles centrales de la depresión intermedia de la Región y no en la costa (Piñones, 2002).

El 14 de octubre de 1997 a las 22:03:30 hora local se produjo el terremoto de Punitaqui, de tipo intraplaca de profundidad intermedia en la Placa de Nazca. El epicentro se ubicó a 10 km al norte de Punitaqui (31.02°S y 71.23°W) y registró una magnitud $M_w = 7.1$ (Lemoine *et al.*, 2001; Pardo *et al.*, 2002). La estación más cercana estaba en Illapel y registró una aceleración máxima de 0.35g en la componente horizontal N70°E (Díaz, 2001). De acuerdo con reportes de ONEMI y Carabineros, el sismo fue sensible desde Taltal (Región de Antofagasta) hasta Angol (Región de la Araucanía) con intensidad II en escala MM en ambas localidades (ONEMI, 1997). A partir de los daños evidenciados en el adobe, se calcularon intensidades en escala MSK que variaron entre V y VIII en las distintas localidades de la Región de Coquimbo (Díaz, 2001).

Considerando la respuesta sísmica de la región, el objetivo principal de este trabajo es relacionar el nivel de daños percibidos y registrados producto del terremoto M_w 8.4 de 2015 con la rigidez de los depósitos de suelo. Para ello, se caracterizaron los suelos de las distintas comunas, determinando su geología y calculando razones espectrales H/V a partir de registros sísmicos (Lermo y Chávez-García, 1993), obtenidos en las estaciones sismológicas mostradas en la Figura 1, y a partir de registros de vibraciones ambientales (Nakamura, 1989). Paralelamente, se realizó un estudio de daños enfocado a obtener intensidades en la escala MSK (Medvedev *et al.*, 1964) mediante la metodología propuesta por Monge y Astroza (1989), la cual contrasta la distribución de los distintos grados de daños en las estructuras con los grados de intensidad de esta escala.

Tabla 1: Aceleraciones máximas PGA del terremoto de Illapel 2015 registradas en las estaciones de la Región de Coquimbo

Estación		PGA, g		
Código	Ubicación	NS	EW	Z
C010	La Serena	0.18	0.15	0.12
C090	La Higuera	0.19	0.19	0.09
C110	Monte Patria	0.71	0.83	0.48
C190	Las Tacas	0.11	0.12	0.10
C200	Hospital Coquimbo	0.25	0.26	0.18

Estación		PGA, g		
Código	Ubicación	NS	EW	Z
C220	UCN Guayacán	0.13	0.09	0.07
C260	Tongoy	0.23	0.36	0.13
C330	Estadio La Portada	0.11	0.14	0.07
CO03	Pedregal	0.29	0.35	0.20
GO04	Obs. Cerro Tololo	0.34	0.24	0.16

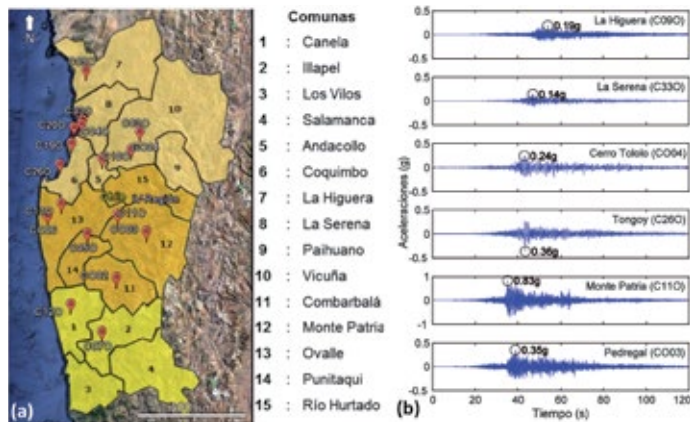


Figura 1: Región de Coquimbo. a) Distribución de estaciones sismológicas en las comunas de la Región y b) registros de aceleraciones del terremoto de Illapel 2015 en la componente EW de 6 estaciones ubicadas de norte a sur.

Para esto, se utilizó un catastro de daños elaborado por el Ministerio de Vivienda y Urbanismo MINVU después del terremoto (comunicación personal, solicitud mediante Ley de Transparencia N°20.285, 29 de julio de 2016), donde se califica la situación de las viviendas de la región y se compara con el total de viviendas reportadas por el Censo no oficial de 2012.

Caracterización de suelos

La caracterización de los suelos se realizó por medio de la geología y el método de las razones espectrales H/V (HVSr) aplicado tanto a registros sísmicos como a registros de vibraciones ambientales.

Geología

De acuerdo con la descripción geomorfológica realizada por Börgel (1983), la Región de Coquimbo está caracterizada fundamentalmente por la presencia de dos grandes unidades morfológicas. La primera se manifiesta en la fuerte presencia de cordones montañosos transversales que conectan la Cordillera de Los Andes con la Cordillera de la Costa, promoviendo la formación intensa de valles en la Depresión Intermedia. Estos cordones adquieren alturas de 600 a 1000 msnm, en disposición E-W principalmente, y se ven originados por la erosión de quebradas y ríos, destacando las cuencas de Elqui, Limarí y Choapa. Así, la región se caracteriza por presentar una compleja faja interna de relieve montañoso de 50 km de ancho aproximadamente, además de pequeñas cuencas tectónicas y corredores longitudinales N-S. Por otra parte, las

planicies litorales pueden ser de 3 tipos: fluviales, marinas o fluvio-marinas. Esta morfología alcanza un desarrollo de 30 km de ancho entre La Serena y Tongoy, gracias a la desembocadura de ríos, con alto nivel de depositación de materiales, formando dunas y playas continentales. Dentro del contexto geomorfológico anterior y a partir de cartas geológicas (Aguirre y Egert, 1970; Moscoso *et al.*, 1982; Mpodozis y Cornejo, 1988; Rivano y Sepúlveda, 1991; Thomas, 1967) y otros trabajos (Rosales, 1988; García, 1999), es posible obtener la geología local para cada estación sismológica. Esta información se muestra en la Tabla 2, de donde es posible distinguir que gran parte de las localidades se encuentra sobre depósitos aluviales o similares de época cuaternaria, lo que coincide con el asentamiento poblacional de la región en torno a los valles fértiles de los ríos de la zona. Por otro lado, las zonas costeras están principalmente sobre rocas antiguas (jurásicas) lo que es concordante con la edad de la Cordillera de la Costa, pero también sobre terrazas de deposición marina y fluvial.

Razones espectrales H/V

Las curvas HVSr se calcularon a partir de registros de aceleraciones medidos en las estaciones de la Tabla 2 y mediciones de vibraciones ambientales. Los registros sísmicos se obtuvieron entre enero de 2013 y marzo de 2016 y corresponden a eventos de magnitud igual o superior a 5. Los registros de vibraciones ambientales se obtuvieron con sismógrafos Tromino® de 3 componentes y 4.5 Hz de frecuencia natural en campañas realizadas por el Centro Sismológico Nacional y los Departamentos de Ingeniería Civil y Geofísica (Universidad de Chile). Las razones espectrales H/V (Lermo y Chávez-García, 1993) se obtuvieron con el software Geopsy® para frecuencias entre 0.2 y 25 Hz seleccionando ventanas de 30 s de largo en la señal y utilizando filtro propuesto por Konno y Ohmachi (1998) con una constante de suavizado $b = 40$.

El procesamiento de registros sísmicos se realizó aplicando filtros tipo Butterworth de orden 4 entre 0.2 y 25 Hz a cada una de las componentes horizontales y la vertical. Luego, se empleó la transformada de Fourier suavizada con una media móvil de vecindad 0.25 Hz para cada componente, se combinaron las horizontales con una media geométrica y se dividió la componente horizontal combinada por la componente vertical para obtener las razones espectrales



Tabla 2: Geología de las localidades con estaciones sismológicas

Comuna	Localidad	Estación Sismológica	Geología	Descripción
Coquimbo	Las Tacas	C190	Kt (Kg/QTm)	Rocas volcánicas andesíticas con brechas y tobas (riolíticas)
	Coquimbo	C200	Tec (JKg/Qal)	Sedimentos marinos aterrazados, areniscas, calcoarenitas
	Coquimbo	C220	JKg	Granito
	Tongoy	C260	Ja (Qal)	Rocas volcánicas andesíticas y sedimentarias clásticas continentales
La Higuera	La Higuera	C090	Tega/Qal (Kg)	Gravas de Atacama, poco consolidadas, incluyendo depósitos de ríos aterrazados
Vicuña	Cerro Tololo	GO04	Kle (Kv)	Rocas volcánicas andesíticas basálticas y riolíticas, intercalada con sedimentarias
La Serena	Las Compañías	C010	Qal	Depósitos aluviales cuaternarios
	La Serena	C330	Qal	Depósitos aluviales cuaternarios
Combarbalá	Combarbalá	CO02	Qal (Kqmc/Kqmt)	Depósitos aluviales cuaternarios y conglomerados, tobas y brechas
Monte Patria	Monte Patria	C110	Qal (Kv)	Depósitos aluviales cuaternarios y rocas volcánicas
	Pedregal	CO03	Qac (Kv/ah)	Sedimentos aluviales y coluviales, depósitos de relleno de valles
Ovalle	Ovalle	-	Qal/Qc (Kra/Ka)	Depósitos aluviales cuaternarios y sedimentos continentales
	Limarí	C130	Qal (Qc)	Depósitos aluviales cuaternarios y sedimentos continentales
	Angostura	CO06	Jgd (Jdn)	Granito a granodiorita, diorita gnéisica
Punitaqui	Punitaqui	C050	Qc (Kg)	Sedimentos continentales y granito
Canela	Canela Baja	C120	Qc/Jmi4	Sedimentos continentales con intrusivos (granodioritas y tonalitas)
Illapel	Illapel	C070	Qac/Tc (Ki1)	Sedimentos aluviales y coluviales con conglomerados, areniscas, brechas, limolitas
Los Vilos	Los Vilos	-	Qal (Jmi1/Dca)	Depósitos aluviales además de lutitas, areniscas y estratificación gradada. Monzogranitos y sienogranitos.
Salamanca	Salamanca	-	Qac (Ki1)	Sedimentos aluviales y coluviales junto con granodioritas (intrusivos)

HVSR. En la Figura 2 se muestran las HVSR en función del periodo y la cantidad de eventos considerados en cada estación.

De acuerdo con la propuesta de clasificación de suelos de Idini (2016), se consideran suelos rígidos aquellos que presentan HVSR planas para todo el rango de periodos o que poseen un periodo predominante de vibración menor a 0.4 s. Según estos criterios, es posible observar que en la Región de Coquimbo los suelos de las estaciones ubicadas

en Las Tacas C190, campus Guayacán de la Universidad Católica del Norte C220, La Higuera C090, estadio La Portada en La Serena C330, Combarbalá CO02, Monte Patria C110, sector El Pedregal CO03, Angostura CO06, Punitaqui CO05, Canela Baja C120 e Illapel C070 son rígidos, a diferencia de los suelos de las estaciones Hospital de Coquimbo C200, Tongoy C260, Observatorio Cerro Tololo GO04, Las Compañías en La Serena C010 y el sector de Limarí C130, que no cumplen con estas condiciones.

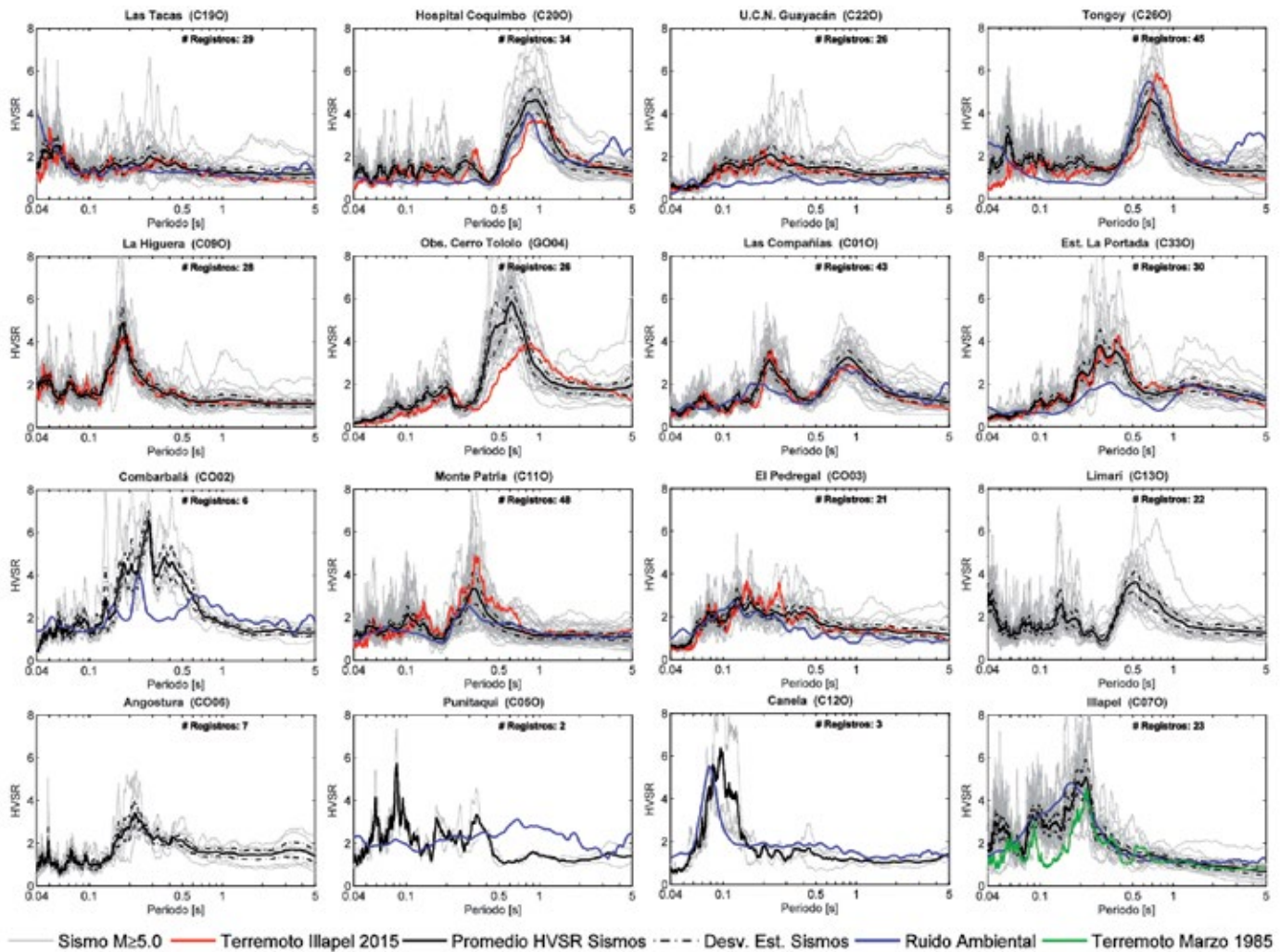


Figura 2: Resultados de razones espectrales H/V para las 16 estaciones sismológicas en la Región de Coquimbo con actividad registrada entre 2013 y 2016. Diez de estas estaciones registraron el Terremoto de Illapel 2015 y 12 cuentan con mediciones de vibraciones ambientales

En la Figura 2 se puede observar consistencia en la estimación de los periodos predominantes de vibración con ambas metodologías de razones espectrales, con la sola excepción de Punitaqui C050, que sólo cuenta con dos registros sísmicos. A modo de comparación, en la Figura 2 se muestra también la razón espectral del registro del terremoto de Valparaíso 1985 en la estación de Illapel, perteneciente a la Red de Cobertura Nacional de Acelerógrafos de la Universidad de Chile (RENADIC), que coincide con los resultados de sismos de menor magnitud registrados en la estación C070.

Adicionalmente, se estimaron algunos perfiles de velocidad de onda de corte mediante correlaciones cruzadas de ruido sísmico (Sáez, 2016) e inversiones con el software Geopsy®, utilizando generación Monte Carlo

de perfiles y considerando el ajuste tanto de curvas de dispersión como de HVSR. Estos resultados dan cuenta de depósitos de suelos rígidos con un rápido aumento de V_s en profundidad. La Figura 3 muestra los resultados para las estaciones de Limarí C130 y Tongoy C260, donde se muestran los perfiles que poseen como máximo 1.5 veces el mínimo error de ajuste (*misfit*) con respecto a las curvas de dispersión y las HVSR medidas, lo que representa una confiabilidad estadística del orden del 90%.

Registros de daños

El trabajo realizado en torno a los daños dice relación con el cálculo de intensidades en la escala Medvedev - Sponheuer - Karnik MSK (Medvedev *et al.*, 1964), de acuerdo a las adaptaciones al caso de Chile realizadas

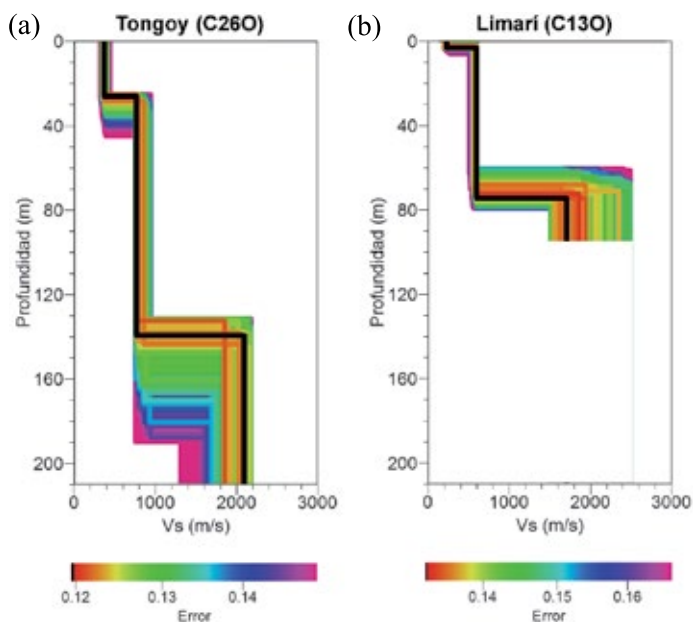


Figura 3: Perfiles de velocidad de onda de corte V_s en las estaciones de: a) Limarí C130 y b) Tongoy C260. La escala de colores representa el error de ajuste asociado a cada perfil y la curva negra el perfil con menor error. La profundidad máxima de los perfiles está dada por la máxima longitud de onda que captura el método de las correlaciones cruzadas (Sáez, 2016).

por Monge y Astroza (1989). La metodología consiste en determinar el grado de intensidad a partir de la distribución de daños observados en viviendas de cierta materialidad en una localidad. El trabajo original detalla 6 grados de daños, desde la categoría N0: sin daños, hasta la N5: caída de más de un muro. Esta evaluación se realiza por medio de visitas a terreno y encuestas en una zona aleatoria y representativa de la localidad en estudio.

La información de daño disponible del terremoto de Illapel 2015 corresponde a un catastro realizado por el MINVU, con el objetivo de distribuir recursos para la reparación y reconstrucción de viviendas. Este catastro contempla 5 categorías de daño: sin daños, daños reparables leves, daños reparables moderados, daños reparables mayores y daños no reparables, e incluye distintos tipos de materialidad de las viviendas. Por esta razón, se adaptó el trabajo realizado por Díaz (2001), quien homologó ambas escalas de daños para lograr consistencia en la asignación de intensidades MSK al adobe en la Región de Coquimbo después del terremoto de Punitaqui 1997. La Figura 4 muestra fotografías de estructuras dañadas en la Región de Coquimbo.

Tabla 3: Localidades, daños e intensidad asociadas a los terremotos de Punitaqui 1997 (Díaz, 2001) e Illapel 2015

Comuna	Localidad	Estación	MSK 1997	Censo 2012	Daños en adobe 2015					MSK 2015
					D0	D1	D2	D3	D4	
Coquimbo	Las Tacas	C190	S/I	2633	2577	10	12	22	12	<5
	Coquimbo	C200	5.0							
	Coquimbo	C220	5.0							
	Tongoy	C260	5.5							
La Higuera	La Higuera	C090	5.5	79	-	-	-	-	-	S/I
Vicuña	Cerro Tololo	GO04	N/A	1044	848	17	57	79	43	<5
La Serena	Las Compañías	C010	5.0	1801	1752	4	6	16	23	<5
	La Serena	C330	5.0							
Combarbalá	Combarbalá	CO02	6.5	1292	946	25	55	84	182	5.5
Monte Patria	Monte Patria	C110	6.5	1618	1123	35	67	131	262	6.0
	Pedregal	CO03	6.5							
Ovalle	Ovalle	-	7.0	1738	1468	22	51	90	107	<5
	Limarí	C130	5.0							
	Angostura	CO06	S/I							
Punitaqui	Punitaqui	C050	7.5	473	369	6	17	39	42	5.0
Canela	Canela Baja	C120	5.5	987	501	33	72	123	258	6.5
Illapel	Illapel	C070	6.5	473	298	17	32	41	85	6.0
Los Vilos	Los Vilos	-	S/I	276	271	1	1	2	1	<5
Salamanca	Salamanca	-	6.5	378	224	4	24	48	78	6.0

D0: sin daño, D1: daño leve, D2: daño moderado, D3: daño mayor, D4: daño irreparable, S/I: sin información, N/A: no aplica



Figura 4: Fotografías de estructuras dañadas en localidades de la Región de Coquimbo tomadas en enero de 2016. a) Iglesia de Monte Patria, b) derrumbe de vivienda en Illapel, c) y d) viviendas contiguas en Combarbalá de adobe, con y sin daños, respectivamente.

El procedimiento para determinar la intensidad MSK consistió en obtener la cantidad de viviendas dañadas del catastro del MINVU, complementar con el total de viviendas obtenido del Censo 2012 y contrastar los porcentajes de distribución de daños con las curvas patrón de intensidades homologadas. Este análisis se realizó sólo para viviendas de adobe, pues presentan un mayor nivel de daño y porque la homologación solo se encuentra disponible para este caso. Además, las estructuras de adobe manifiestan un comportamiento rígido con periodos predominantes de vibración menores a 0.3 s (Morales *et al.*, 1980), por lo que se espera que sean más sensibles a los períodos predominantes de los suelos reportados en la Figura 2. Las intensidades calculadas con esta metodología se muestran en la Tabla 3 y se comparan con las reportadas por Díaz (2001) para el terremoto de Punitaqui de 1997. Los resultados muestran que las intensidades percibidas por el adobe para el terremoto de Punitaqui son mayores que para el de Illapel 2015 en la mayoría de las comunas analizadas.

De acuerdo a los Censos de 1992, 2002 y 2012, las viviendas en la Región pasaron de 115986 a 255613 en 20 años, concentrándose principalmente en las comunas de La Serena y Coquimbo (23 y 24% en 1992, 26 y 26% en 2002 y 28 y 27% en 2012, respectivamente), seguidas de Ovalle

y Monte Patria (14 y 5% en 2012, respectivamente). Esta condición genera un desbalance en la interpretación de la materialidad representativa de la región. Considerando las dos comunas más grandes en 1992, el adobe era el material predominante (34%), seguido de la madera (31%). En 2012, el escenario cambió y la albañilería representaba el 47% de las viviendas, seguida de la madera con un 24% y el adobe con un 9%.

Si bien es cierto que el Censo de 2012 no es oficial por problemas metodológicos, los resultados de materialidad pueden ser confiables en cuanto el instrumento obliga el registro de las viviendas sin importar la cantidad de ocupantes. El levantamiento de información del MINVU corresponde a sectores identificados previamente con algún tipo de daño, con énfasis en zonas rurales, y complementado con peticiones de la población afectada. Esto puede generar un sesgo de la información al no tener cobertura adecuada ni aleatoriedad de la muestra.

Contrastando la totalidad de viviendas con la cantidad dañada según la encuesta MINVU, las comunas más afectadas fueron Canela, con un 21% de sus viviendas damnificadas, Río Hurtado (17%), Illapel (15%), Punitaqui (9%) y Monte Patria (8%). Mientras que los materiales más dañados fueron adobe (29% de las viviendas encuestadas fueron dañadas), albañilería (25%) y madera (11%). Cabe destacar que la encuesta del Gobierno consta de 9317 viviendas evaluadas, de las cuales 7285 presentan algún tipo de daño. Además, el 31% del total no tiene identificación del material de construcción y tan solo 2336 corresponden a adobe (Gobierno de Chile, 2015), dentro de un total de 12792 viviendas de este material en las comunas con estaciones sismológicas.

Conclusiones

Las razones espectrales calculadas a partir de sismos y de vibraciones ambientales son consistentes aun cuando se aprecia una degradación de rigidez producto de la magnitud del evento sísmico, mostrando el *peak* del terremoto un periodo más alto respecto al promedio de las curvas.

La información geológica de la Tabla 2 es consistente con las HVSr de la Figura 2, ya que gran parte de las estaciones se encuentra sobre depósitos de suelo rígidos o afloramientos rocosos. Los resultados muestran que los periodos predominantes de vibración de los suelos



de la mayoría de las estaciones son menores a 0.4 s, lo que concuerda con que el material más dañado durante el terremoto fuera el adobe, aun cuando su participación en la totalidad de viviendas en la región no supera el 9%, aproximadamente.

Monte Patria parece ser un caso excepcional, puesto que la aceleración máxima registrada es más del doble que en otras estaciones y no se identifica un efecto notorio de degradación de rigidez en las curvas H/V. Esto puede implicar un efecto de amplificación topográfica que se debe estudiar con más detalle.

Las intensidades calculadas para el terremoto de Illapel 2015, a pesar de incluir pocas viviendas, son menores a las reportadas para el terremoto de Punitaqui 1997.

Referencias

Aguirre, L. y Egert, E. (1970). *Geología del cuadrángulo Lambert (La Serena), Región de Coquimbo*. Instituto de Investigaciones Geológicas, Chile. Carta Geológica N° 23

Beck S, Barrientos S, Kausel E, Reyes, M. (1998) Source characteristics of historic earthquakes along the central Chile subduction zone. *Journal of South American Earth Sciences* 11(2): 115-129.

Börgel, R. (1983). *Geomorfología (Geografía de Chile)*. Instituto Geográfico Militar. Vol. 2

Díaz, O. (2001). *Estudio de los efectos de las condiciones locales en el terremoto de Punitaqui 1997*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile

El Mercurio (2007). Chile tiembla otra vez. Santiago, Chile, 18 de noviembre de 2007. p. D10

García, J.M. (1999). *Hidrogeología del sector de Salamanca, Provincia de Choapa, IV Región*. Memoria para optar al título de Geólogo, Universidad de Chile

GEER (2015). Geotechnical reconnaissance of the 2015 Mw 8.3 Illapel, Chile Earthquake. Geotechnical Extreme Events Reconnaissance Association

Gobierno de Chile (2015). Plan de Reconstrucción Región de Coquimbo 2015. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, http://www.minvu.cl/opensite_20151002093225.aspx

Greve, F. (1946). *Descripción de los principales efectos y ubicación del epicentro de los sismos destructores sentidos en Chile en los años 1942-43-44-45 y 46*. Instituto Sismológico de la Universidad de Chile

Idini, B.R. (2016). *Curvas de atenuación para terremotos intraplaca e interplaca en la zona de subducción chilena*. Tesis para optar al grado de Magíster, Universidad de Chile

Konno, K. and Ohmachi, T. (1998). Ground-motion characteristics estimated from spectral ratio between horizontal and vertical components of microtremor. *Bulletin of the Seismological Society of America* 88(1), 228-241

Lemoine A, Campos J, Madariaga R. (2001). Evidence for earthquake interaction in the Illapel Gap of central Chile. *Geophysical Research Letters* 28(14): 2743-2746.

Lermo, J. and Chávez-García, F.J. (1993). Site effect evaluation using spectral ratios with only one station. *Bulletin of the Seismological Society of America* 83(5): 1574-1594

Medvedev, S., Sponheuer, W. und Kárník, V. (1964). Neue seismische Skala. Deutsche Akademie der Wissenschaften zu Berlin 77

Monge, J. y Astroza, M. (1989). Metodología para determinar el grado de intensidad a partir de los daños. *5as Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Santiago, vol.1, 483-492

Morales, R.M., Olano, A.S., Cabrejos, R.T. y Morales, O. (1980). Estudio sísmico de construcciones de adobe de dos pisos. *Anales III Congreso Nacional de Ingeniería Civil*, Perú

Mpodozis, C. y Cornejo, P. (1988). *Geología de la Hoja de Pisco Elqui, Región de Coquimbo*. Servicio Nacional de Geología y Minería. Carta Geológica N° 68

Moscoso, R., Nasi, C. y Salinas, P. (1982). *Geología de la Hoja Vallenar y parte norte de La Serena, regiones de Atacama y Coquimbo*. Servicio Nacional de Geología y Minería. Carta Geológica N° 55

Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *Railway Technical Research Institute* 30(1): 25-33

ONEMI (1997). Informes del terremoto de Punitaqui de 1997. Oficina Nacional de Emergencia del Ministerio del Interior y Seguridad Pública



Pardo, M., Comte, D., Monfret, T., Boroschek, R. and Astroza, M. (2002). The October 15, 1997 Punitaqui Earthquake ($M_w = 7.1$): a destructive event within the subducting Nazca plate in central Chile. *Tectonophysics* **345**(1): 199-210

Piñones, A.R. (2002). *Efectos del sismo del 14 de octubre de 1997 en la ciudad de Ovalle*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile

Rivano, S. y Sepúlveda, P. (1991). *Geología de la Hoja de Illapel, Región de Coquimbo*. Servicio Nacional de Geología y Minería. Carta Geológica N° 69

Rosales, G.A. (1988). *Geología del área de Combarbalá – San Lorenzo (31°00' – 31°15' Latitud Sur), Región de Coquimbo*. Memoria para optar al título de Geólogo, Universidad de Chile

Ruiz, S., Klein, E., del Campo, F., Rivera, E., Poli, P., Metois, M., Vigny, C., Baez, J.C., Vargas, G., Leyton, F., Madariaga, R. and Fleiout, L. (2016). The seismic sequence of the 16 September 2015 M_w 8.3 Illapel, Chile, Earthquake. *Seismological Research Letters* **87**(4): 789-799

Sáez, M.A. (2016). *Correlación cruzada de ruido sísmico para la obtención de perfiles profundos de velocidad de onda de corte en la cuenca de Santiago*. Tesis para optar al grado de Magíster en Ingeniería Sísmica, Universidad de Chile

Thomas, H. (1967). *Geología de la Hoja de Ovalle, Provincia de Coquimbo*. Instituto de Investigaciones Geológicas, Chile. Boletín N°23

Suelos - Hormigones - Asfaltos

- Equipos Triaxiales con panel Touch gráfico
- Equipos de Corte Directo con panel Touch gráfico
- Consolidómetros con panel Touch gráfico
- CBR con panel Touch gráfico
- Equipos Marshall
- Equipos Casagrande
- Martillos Esclerométricos
- Permeabilímetros
- Permeómetros
- Prensas de Hormigón Digital Hasta 3000 kN
- Compactadores
- Accesorios para equipos Triaxial
- Airímetros



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.

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

**Academic position in
Engineering Geology**

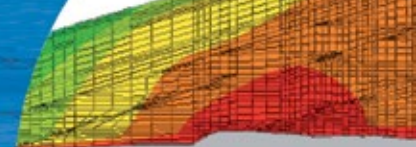


UNIVERSIDAD CATOLICA
DE LA SANTISIMA CONCEPCION



We are looking for academics to fortify our recently implemented Engineering Geology program in the Department of Civil Engineering (www.civil.ucsc.cl) of the Catholic University of Concepción (www.ucsc.cl). We are interested in candidates with a knowledge of Rock Mechanics (underground excavations, slope stability, laboratory testing), Hydrogeology, Geophysics (in situ testing), Seismology, Structural Geology and Natural Hazards. Candidates can be Geologists, Geophysicists, Civil Engineers, Engineering Geologists or other related professional with a doctorate in a relevant topic. As an academic you will lecture undergraduate and graduate students, develop a line of research as well as carry out laboratory and field work.

Further questions please contact Dr. King (rking@ucsc.cl) or Dr. Villalobos (avillalobos@ucsc.cl).



Comportamiento sísmico de presas de relaves construidas aguas abajo y línea central

Seismic behaviour of tailing dams built by the downstream and centreline methods

Fecha de entrega: 15 de diciembre 2016

Fecha de aceptación: 25 de abril 2017

Abraham Figueroa, David Solans, Christian Gonzalez y José Campaña

Arcadis Chile, Antonio Varas 621, Providencia, Chile, abraham.figueroa@arcadis.cl, david.solans@arcadis.cl, christian.gonzalez@arcadis.cl, jose.campana@arcadis.cl

El crecimiento de la tasa de tratamiento de mineral durante las últimas décadas ha requerido un incremento en la capacidad de los depósitos de relaves. Consecuentemente, la altura y el volumen de las presas de arenas diseñadas han alcanzado dimensiones sin precedentes, debido a limitantes ambientales de acuerdo a la normativa vigente. En este contexto el diseño de presas de arena según línea central es una alternativa para reducir el volumen de arena requerido sin afectar la estabilidad global de la presa. Este método de crecimiento ha sido aplicado satisfactoriamente con presas de gran altura en países sísmicos, tales como Canadá y recientemente en Perú. El presente artículo presenta la modelación numérica en dos dimensiones de presas de relaves de gran altura sometidas a un sismo severo. Para este análisis se ha considerado una sección característica del crecimiento aguas abajo en un caso, y en un segundo caso esta sección modifica su crecimiento a línea central a partir de cierta cota. Se compara la respuesta sísmica de ambas secciones en cuanto a deformaciones post sísmicas, aceleraciones del coronamiento y amplificación respecto a campo libre, pérdida de revancha operacional, entre otros.

Palabras clave: presas de relaves, comportamiento sísmico, modelación numérica

The growth of ore treatment rates during the last decades has required an increase in the tailings impoundment capacity. Consequently, the height and volume of the designed sand dams have reached unprecedented dimensions. This has been caused by environmental constraints according to current regulations. In this context, the sand dam design with the centreline method is an alternative to reduce the sand volume without affecting the global dam stability. This method of construction has been applied successfully in seismic countries with high tailings dams such as Canada and more recently in Peru. This article presents 2D numerical modelling of high tailings dams under a strong seismic event. For this analysis it has been considered a standard section of dam built by downstream in one case. A second case considers the same section modifying its growth method to centreline from a certain height. The seismic response for both methods and the effect of variation in the upstream slope, in terms of seismic deformations, crest accelerations, amplification respect to free field and among others, are compared.

Keywords: tailings dams, seismic behaviour, numerical modelling

Introducción

Las presas de arenas de relave han sido ampliamente adoptadas en la industria minería metálica, y específicamente en las minas de cobre donde el continuo crecimiento en las tasas de producción durante los últimos 20 años ha requerido de grandes depósitos de relaves a bajos costos. La construcción de presas de relaves

puede desarrollarse mediante tres métodos, referidos normalmente como: aguas arriba, aguas abajo y línea central. En Chile, un país altamente sísmico la construcción de presas de relaves mediante el método aguas arriba no está permitido, debido a la vulnerabilidad de las presas ante la eventual licuefacción de las arenas. Posterior al sismo de 1965, donde se produce la falla de la presa El Cobre N°1

con más de 200 víctimas, las presas de relaves en Chile han sido construidas mayormente mediante el método de aguas abajo. Las presas de gran altura construidas con este método, durante las 5 décadas siguientes, han mostrado una adecuada respuesta frente a sismos de gran intensidad.

Una escasa incursión se ha efectuado en Chile respecto al crecimiento del tipo línea central. Un caso documentado corresponde a la Presa de relaves Torito con 78 m de altura, la cual cambió de un crecimiento aguas abajo a uno línea central (Ortiz *et al.*, 2012), presentando hasta la fecha un adecuado comportamiento. Como referencia de presas de línea central de gran altura se pueden mencionar la presa Cerro Verde en Perú, que alcanzaría una altura máxima de 260 m (Obermayer y Alexieva, 2011), además de presas ubicadas en Norteamérica, Thompson Creek en Canadá (golder.com) que alcanzaría una altura de 220 m y la de Highland Copper Valley en EEUU (Scott *et al.*, 2007) que alcanzaría una altura máxima de 169 m.

En este contexto, el presente artículo pretende evaluar y comparar, mediante modelación numérica, el comportamiento sísmico de una presa construida con los métodos aguas abajo y línea central.

Presas de arenas de relave del tipo aguas abajo y línea central

Las presas de arenas de relaves se construyen con una parte del relave mineral. En general, el relave es sometido a un proceso mecánico de clasificación a través de un ciclón, donde el relave es fraccionado en una porción gruesa, denominada genéricamente como arenas y, otra más fina, generalmente denominada como lama. En este sentido, la disponibilidad de arenas para la conformación de la presa está condicionada por las características del relave

y las exigencias establecidas para la arena. Muchas veces se requieren cantidades importantes de arena que no se encuentran siempre disponibles.

Según se mencionó anteriormente, existen tres tipos básicos de sección transversal de presas de relaves construidas mediante depositación hidráulica denominados, de acuerdo a su método de crecimiento, como aguas arriba, aguas abajo y línea central, tal como se ilustra en la Figura 1.

En regiones sísmicas el método de crecimiento aguas abajo ha sido la alternativa más empleada, frente al insatisfactorio comportamiento que han tenido las presas aguas arriba. La mayor ventaja de este tipo de crecimiento es que la presa se construye cuando ya se ha preparado el suelo de fundación, siendo posible instalar drenes en la base del muro, que facilitan el drenaje, así como la compactación de las arenas que aumentan la rigidez del cuerpo resistente. Sin embargo, las presas aguas abajo requieren una mayor cantidad de arena para su conformación, situación que a veces no resulta compatible con las tasas de crecimiento. En esta situación la construcción de presas con crecimiento de línea central se ha adoptado como una alternativa factible (Obermayer y Alexieva, 2011).

Descripción del caso de estudio

Tal como el caso de la presa de relaves el Torito (Ortiz *et al.*, 2012), el caso de estudio corresponde a una sección que considera hasta cierta altura un crecimiento aguas abajo, para luego desarrollar un crecimiento en línea central en un caso, o mantener su crecimiento aguas abajo en un segundo caso. Para ambos casos se tiene una altura máxima de 180 m, coronamiento de 15 m, un talud aguas abajo de 1:3.5 V:H y un talud aguas arriba de 1:2 V:H, según se ilustra en la Figura 2.

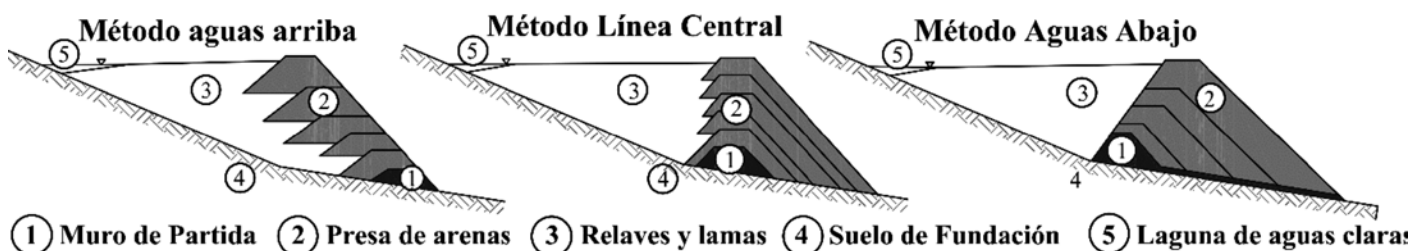


Figura 1: Secciones típicas de presas de relaves según su método de crecimiento

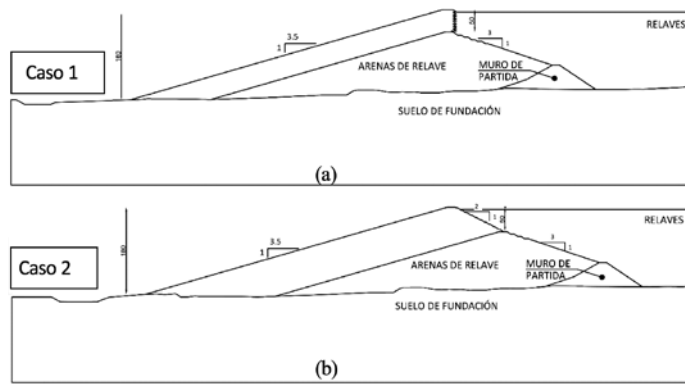
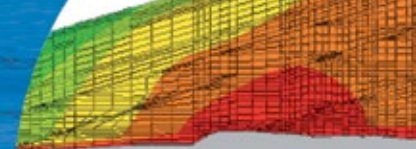


Figura 2: Secciones de análisis: a) Caso 1, crecimiento mixto aguas abajo y línea central y b) Caso 2, crecimiento aguas abajo

Sismo de análisis

La severidad de un sismo se encuentra reflejada en la intensidad y duración del mismo, ambos en general se incrementan con la magnitud del sismo. Adicionalmente, el contenido de frecuencias del sismo juega un rol importante en el comportamiento de presas. El movimiento puede ser amplificado fuertemente si la frecuencia predominante del sismo coincide con la frecuencia fundamental de la presa y su fundación. Para este caso de estudio se ha considerado un sismo del tipo subductivo que presenta una aceleración máxima de 0.57g y una duración de 98 s. En la Figura 3 se presentan las principales características del sismo de análisis.

Caracterización geotécnica de los materiales

En la Tabla 1 se resumen los parámetros geotécnicos considerados para los materiales involucrados en la modelación. Se ha considerado de forma simplificada que el suelo de fundación corresponde a roca. Para el muro de

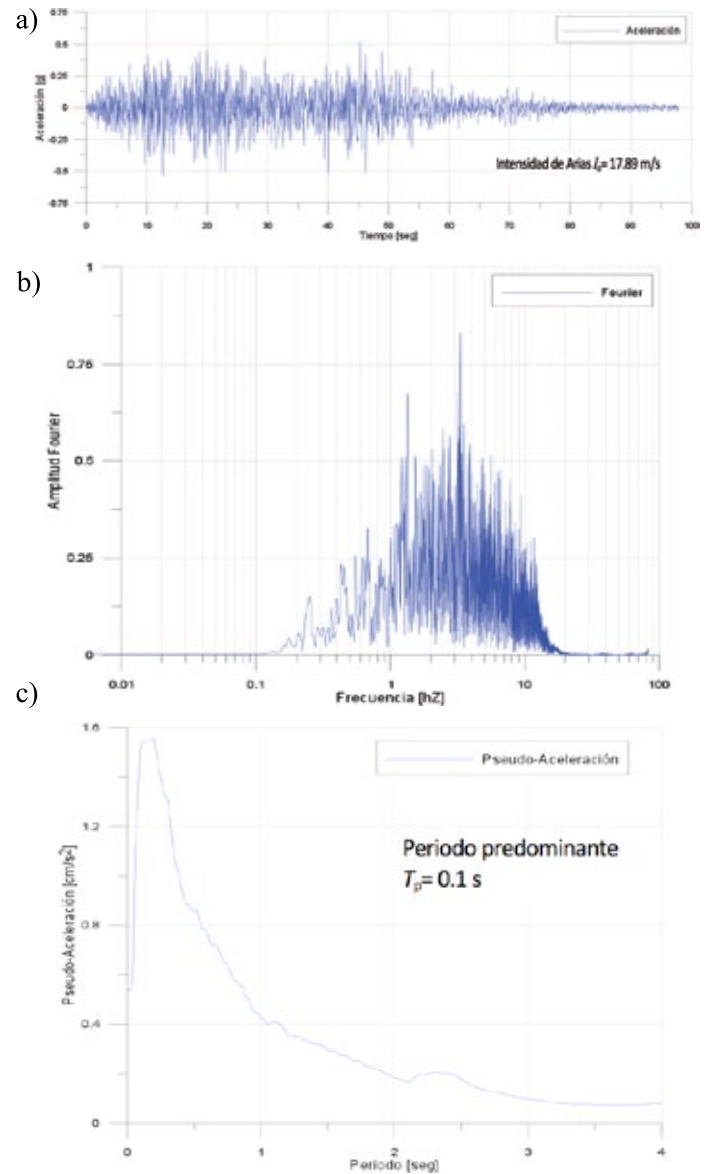


Figura 3: Sismo considerado en el análisis. a) Registro de aceleraciones, b) espectro de Fourier y c) respuesta de pseudo aceleraciones

Tabla 1: Parámetros geotécnicos adoptados

Parámetro	Unidad	Suelo de fundación	Muro de partida	Arenas de relaves	Lamas
Peso unitario	kN/m ³	22	20	18	18
Ángulo de fricción interna γ	°	35	38	35	30
Cohesión c	kPa	0	0	0	0
Módulo de deformación estático $E_s^{(1)}$	kPa	$95000(Z)^{0.35}$	$900(\sigma_v')^{0.5}$	$720(\sigma_v')^{0.5}$	$60(\sigma_v')^{0.5}$
Módulo de deformación dinámico $E_d^{(1)}$	kPa	$3E_s$	$3E_s$	$3E_s$	$3E_s$
Resistencia no drenada $S_u^{(1)}$	kPa	-	-	$0.27\sigma_v'$	$0.05\sigma_v'$
Razón de Poisson ν	-	0.3	0.25	0.3 (condición drenada)	
				0.49 (condición no drenada)	

⁽¹⁾ Presión de confinamiento efectiva, expresada en kPa y Z en m medido desde nivel de superficie

partida se consideraron parámetros típicos de materiales de empréstito. La caracterización de las lamas se efectuó considerando los datos reportados en la literatura (Rojas-González *et al.*, 1985).

Campaña *et al.* (2013) estudiaron el comportamiento de las arenas de relave de yacimientos de cobre en Chile y Perú, a distintas presiones de confinamiento y con un variado contenido de finos. A partir de ensayos triaxiales se concluyó que el ángulo de fricción interna de las arenas de relave varía típicamente entre 32° a 36°, con una cohesión nula. En este caso, se ha considerado un valor del ángulo de fricción de 35°. Para la definición de la resistencia no drenada y módulo de deformación de las arenas, se consideraron los resultados presentados por Campaña *et al.* (2013) y Verdugo (2011). Para estos materiales se utilizó un modelo elasto-plástico con criterio de falla o plasticidad del tipo Mohr-Coulomb.

Análisis dinámico

Para evaluar la estabilidad estática y sísmica del muro principal, se ha utilizado la herramienta computacional FLAC 3D (2016) versión 5.0. FLAC 3D corresponde a un programa computacional que permite realizar un análisis tensión – deformación bidimensional y tridimensional en masas de suelo y estructuras sometidas a distintos estados de carga estáticos y sísmicos. Esta herramienta se basa en la discretización de una masa de suelo a través de una malla de diferencias finitas, para posteriormente resolver las ecuaciones de equilibrio estático y dinámico.

Nivel freático

Para los análisis desarrollados se ha adoptado como criterio que la laguna de clarificación se encuentra lejana al muro, por lo que consecuentemente, el nivel freático se deprime rápidamente en las cercanías del muro de arenas. Según Valenzuela (2015), para que se produzca este efecto es fundamental que la permeabilidad de las arenas supere en 2 a 3 órdenes de magnitud a las permeabilidades de los relaves y/o lamas depositados y en contacto con la presa. Con este contraste se garantiza que el flujo de agua proveniente de los relaves depositados y, principalmente, del agua de transporte y depositación de las arenas, sea lo más próximo a un flujo gravitacional en un medio no saturado, alcanzando rápidamente los drenes basales de la

presa. Para efectos del presente trabajo, se ha considerado que el nivel freático se deprime en el contacto de los relaves con el muro de arena, y tiene una altura de 10 m en la base del muro. Dichos valores son concordantes con lo reportado en la literatura para presas de relaves (Ortiz *et al.*, 2012, Castro, 2003, Illanes *et al.*, 2015). Bajo el nivel freático se considerará que las arenas y relaves (lamas) han licuado desarrollando la resistencia no drenada residual, una vez que se gatilla el sismo.

Características geométricas de la sección y condiciones de borde

Se definen las dimensiones del modelo con objeto de evitar la influencia de los bordes en los resultados del análisis en la zona de la presa. Para lograr esta condición, se considera una extensión horizontal de 3600 m y una profundidad de terreno de fundación de 650 m. La presa se emplaza de manera que los límites de su fundación se ubiquen aproximadamente equidistantes de los bordes.

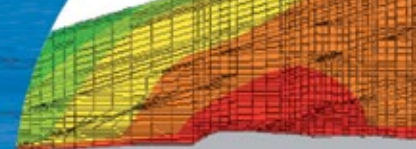
La malla de diferencias finitas se discretiza de modo de permita una adecuada propagación de las ondas para las frecuencias sísmicas relevantes del análisis dinámico. Para ello, la altura de los elementos de la malla se limitó de acuerdo a las sugerencias de Kuhlemeyer y Lysmer (1973). La distancia mínima vertical entre nodos de una malla L_m , se obtiene de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$L_m \leq \frac{\lambda}{8} \quad (1)$$

$$L_m \leq \frac{V_s}{8f} \quad (2)$$

donde λ es la longitud de onda, V_s es la velocidad de propagación de onda de corte, y f es la frecuencia de interés del registro de aceleraciones. Se ha considerado el rango de frecuencias relevantes para el estudio entre 0.4 y 8 Hz, con una frecuencia dominante en torno a 2 Hz. En consecuencia, la altura máxima de los elementos que componen la malla son del orden de 4 m para la presa, y de 10 m para el suelo de fundación.

Para determinar los estados tensionales estáticos en las etapas constructivas, se han considerado condiciones de borde estándar. Esto corresponde a una base del modelo fija y bordes laterales que permiten el desplazamiento



vertical. Para el análisis dinámico se han considerado elementos absorbentes en los bordes (*free field condition*) de modo de evitar ondas reflejadas que puedan modificar la respuesta en superficie.

Rigidez y amortiguamiento

El modelo constitutivo empleado (Mohr-Coulomb) no reproduce el amortiguamiento histerético de los suelos que se genera durante las sollicitaciones cíclicas. En consecuencia, en el análisis dinámico, el amortiguamiento se simula matemáticamente como una componente en las ecuaciones de equilibrio. Esta componente, conocida como amortiguamiento de Rayleigh, es función de las frecuencias de vibración.

El amortiguamiento Rayleigh modela el efecto combinado de un amortiguamiento proporcional a la masa α y otro a la rigidez β . Para un sistema con múltiples grados de libertad, se define la razón de amortiguamiento crítico ξ_i en función de la frecuencia angular del sistema ω_i de la siguiente forma:

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \quad (3)$$

Los valores de amortiguamiento se adoptan en base a curvas reportadas en la literatura técnica para distintos materiales (Rojas-González *et al.*, 1985; Towhata, 2008), de manera que resulten compatibles con las deformaciones angulares resultantes del análisis dinámico. Los valores α y β se ajustan de modo de obtener el nivel de amortiguamiento establecido, en el rango de frecuencias de interés. Con lo anterior, los valores de amortiguamiento utilizados corresponden a 2% al suelo de fundación, 3 % al relave y 5% a las arenas y muro de partida.

Resultados

Los desplazamientos sísmicos remanentes horizontales y verticales se presentan en las Figura 4 y 5. Los desplazamientos máximos se localizan muy superficialmente en el talud aguas abajo, alcanzando valores del orden de 4.0 m y 1.8 m para el Caso 1 y Caso 2, respectivamente. En el cuerpo de la presa los desplazamientos horizontales máximos resultan del orden de 3.5 m para el Caso 1 y 1.0 m para el Caso 2. Los asentamientos máximos presentan valores en torno a 0.8 m

para el Caso 1 y de 0.5 m para el Caso 2, respectivamente. En ambos casos, los valores máximos se concentran en la base de la presa, cerca del pie del talud aguas abajo. Los resultados sugieren que el desplazamiento del talud aguas abajo es fundamentalmente traslacional, probablemente propiciado por la reducción de resistencia en la zona saturada producto de la licuefacción de las arenas.

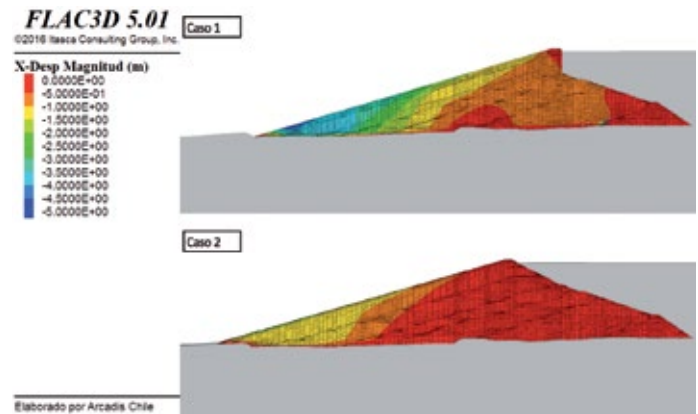


Figura 4: Análisis dinámico, desplazamientos remanentes horizontales

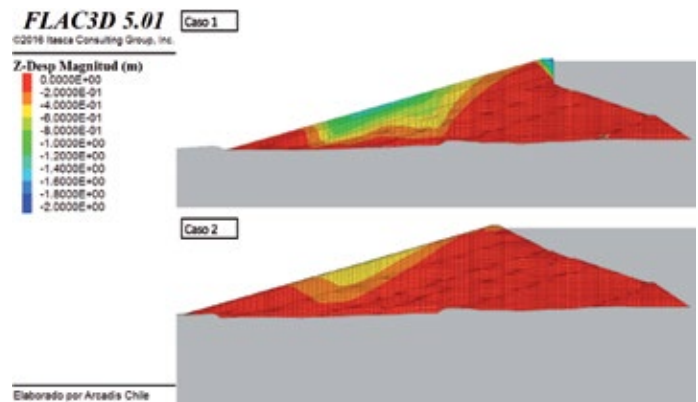


Figura 5: Análisis dinámico, desplazamientos remanentes verticales

Para el Caso 1 el coronamiento presenta desplazamientos horizontales hacia el interior de la cubeta, con valores en torno a 0.8 m. Para el Caso 2 el coronamiento presenta desplazamientos horizontales hacia aguas abajo del orden 0.4 m (Figura 6). La superficie del talud aguas abajo, a mitad de altura, presenta desplazamientos horizontales remanentes de 3.0 m y 1.3 m para el Caso 1 y Caso 2, respectivamente.

El coronamiento presenta asentamientos remanentes de 1.5 m y 0.25 m para el Caso 1 y Caso 2, respectivamente (Figura 7). La superficie del talud aguas abajo, a mitad de

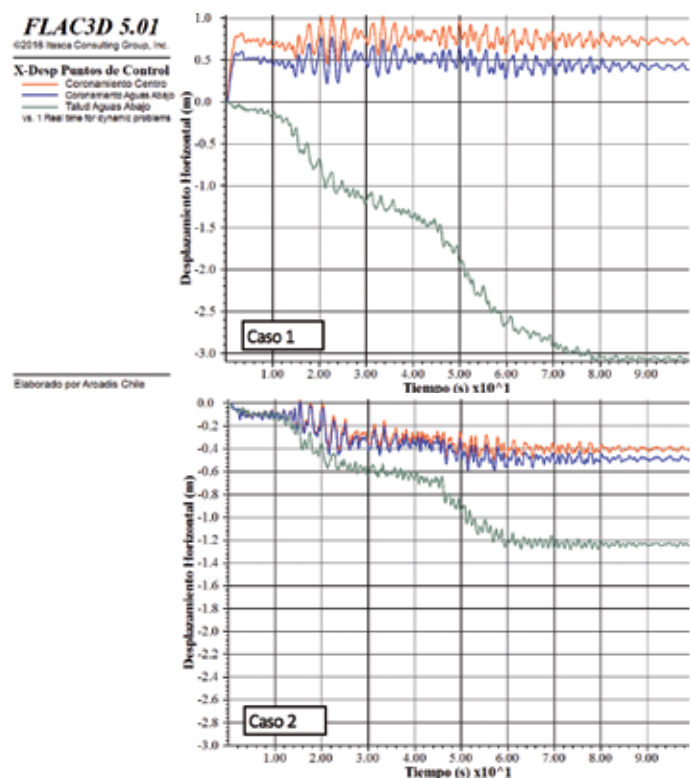


Figura 6: Desplazamientos horizontales en puntos de control

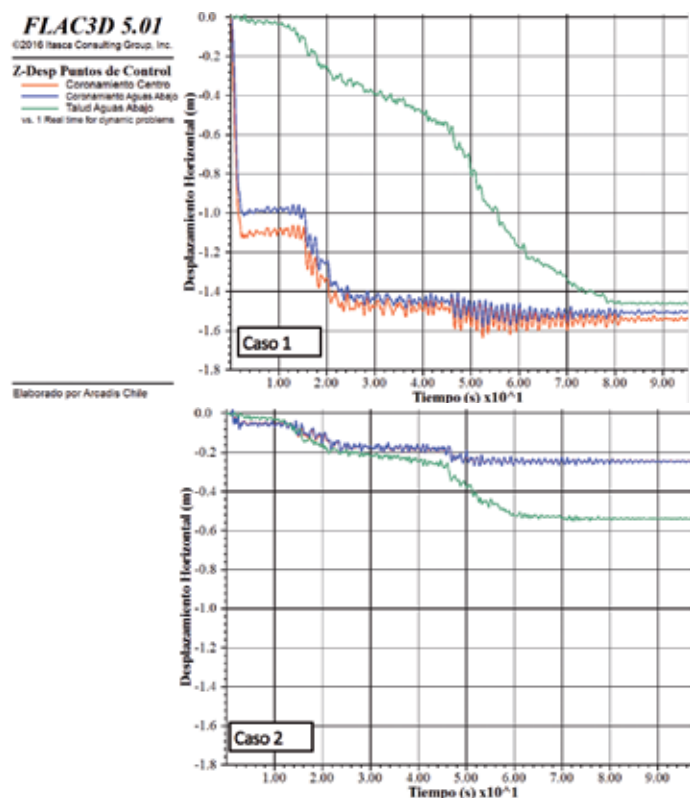


Figura 7: Desplazamientos verticales en puntos de control

altura, presenta asentamientos remanentes de 1.4 m para el Caso 1. Estos valores resultan menores para el Caso 2, del orden de 0.55 m.

El Caso 1 presenta un deslizamiento del talud aguas arriba, lo cual resulta esperable para el crecimiento en línea central y la magnitud del sismo empleado. Sin embargo, esta condición no compromete la estabilidad global de la presa.

En la Figura 8 se presentan los historiales de aceleraciones horizontales determinados en los puntos de control de coronamiento, suelo de fundación en campo libre, y base de la presa. En ambos casos se obtiene un correcto ajuste de PGA en campo libre. En el coronamiento se alcanza una aceleración máxima de 0.58g para el Caso 1, que determina un factor de amplificación de 1.0. Para el Caso 2 se tiene una aceleración máxima de 0.66g, que resulta corresponde a un factor de amplificación sísmica de 1.15 con respecto a campo libre.

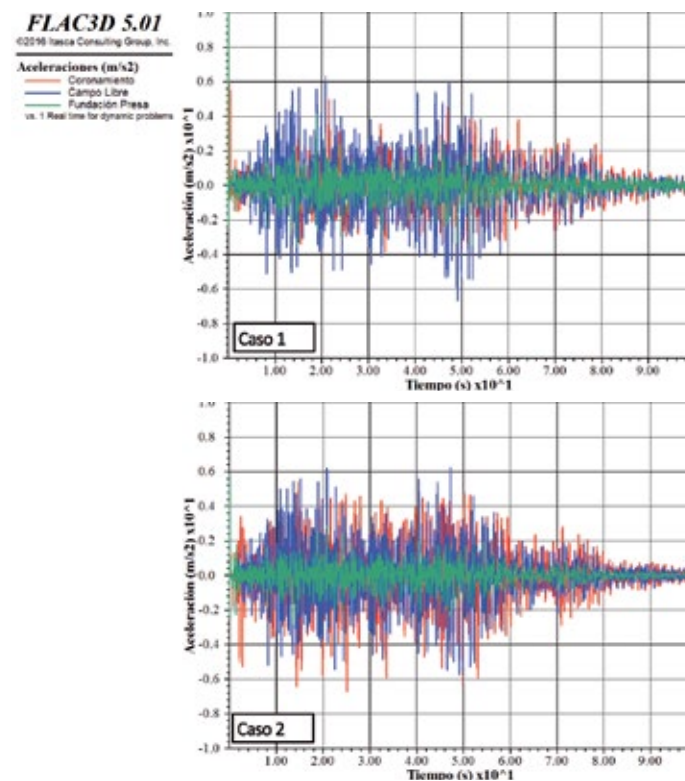


Figura 8: Aceleraciones horizontales en puntos de control

En la Figura 9 se presenta la función de transferencia entre el Coronamiento/Base Presa y Coronamiento/Campo Libre. Los resultados indican que la frecuencia fundamental de la presa para el Caso 1 se sitúa en torno a

0.9 Hz, mientras que para el Caso 2 se encuentra en torno a 1.8 Hz. Las variaciones en la función de transferencia se asocian principalmente al efecto conjunto de la modificación geométrica y distinto nivel de deformaciones que se produce en el coronamiento.

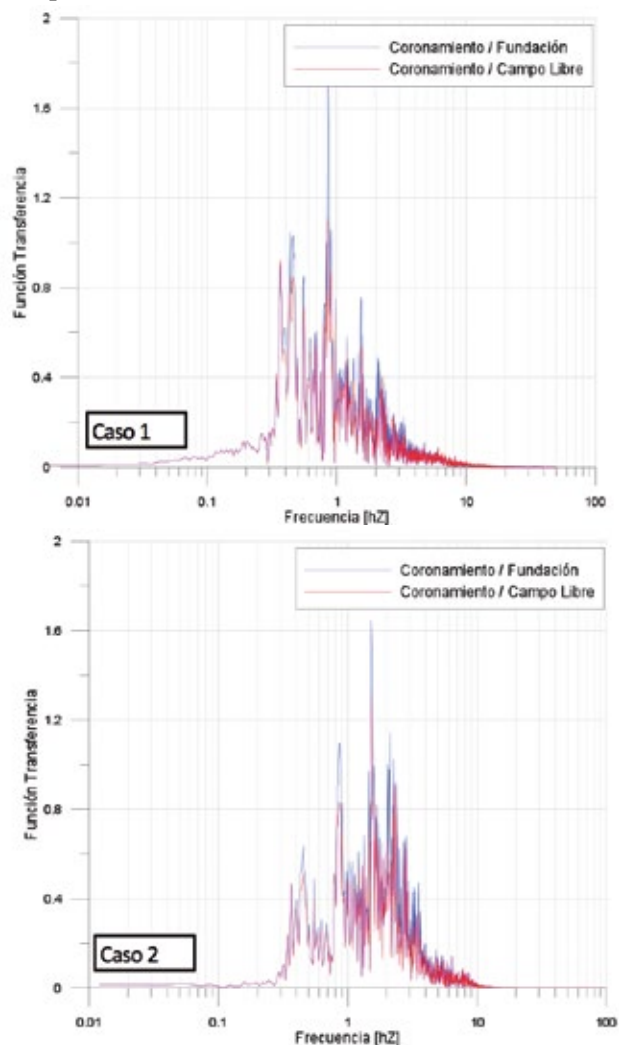


Figura 9: Función de transferencia de puntos de control

Comentarios finales

En este artículo se analizan dos geometrías de presas de arenas de relave, cuyas configuraciones corresponden a un crecimiento aguas abajo y otro mixto (aguas abajo y línea central). Se evaluó la respuesta sísmica para ambos casos, obteniéndose las siguientes conclusiones:

En ambos casos, los desplazamientos máximos se concentran en la base de la presa, cerca del pie del talud aguas abajo. Los resultados sugieren que el desplazamiento del talud aguas abajo es fundamentalmente traslacional, propiciado por la reducción de resistencia basal en la zona

saturada que presenta licuefacción.

Los desplazamientos para la geometría mixta (Caso 1: aguas abajo y luego línea central) resultaron mayores que para la geometría aguas abajo (Caso 2). Esto se explica en gran medida debido a que el cuerpo resistente de la presa es menor en el Caso 1.

Respecto a la respuesta de aceleraciones en el coronamiento, en el Caso 1 no se presenta una amplificación de aceleraciones respecto al campo libre, presumiblemente por el nivel de deformaciones que presenta el coronamiento. En cambio, el Caso 2 presenta una amplificación de aceleraciones del orden de 1.15.

Para el Caso 1 se evidencia un deslizamiento del coronamiento de la presa hacia aguas arriba. Esta condición no se presenta para el Caso 2. Esta situación debe ser considerada en el diseño de este tipo de presas, con el fin de asegurar un ancho de coronamiento mínimo post sismo.

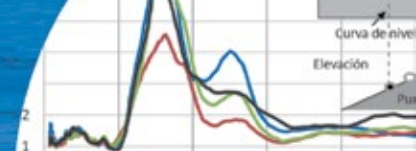
La función de transferencia se ve modificada al cambiar el método de crecimiento comparando las alternativas estudiadas, aumentando el periodo fundamental de la presa de 0.9 Hz para el caso mixto a 1.8 Hz para el caso aguas abajo.

Los resultados indican que la presa del tipo aguas abajo presenta un mejor comportamiento ante eventos sísmicos, lo que resulta consecuente con lo señalado en la literatura técnica (Vick, 1983).

Referencias

- Campaña, J., Bard, E. and Verdugo, R. (2013). Shear strength and deformation modulus of tailing sands under high pressures. *18th Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris
- Castro, G. (2003). Evaluation of seismic stability of tailings dams. *XII Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Cambridge, USA, 16-23
- FLAC 3D (2016). Fast Lagrangian Analysis of Continua. Version 5.0. Itasca Consulting Group, Inc. Minneapolis: Itasca
- Illanes, J. Urquidí, J. Figueroa, A. Campaña, J. and Morales, F. (2015). Geotechnical instrumentation in tailings sand dams. *XV Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Buenos Aires

- Kuhlemeyer, R.L. and Lysmer, J. (1973). Finite element method accuracy for wave propagation problems. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division* 99(SM5), 421-427
- Obermayer, J. and Alexieva, T. (2011). Design, construction and operation of a large centerline tailing storage facility with high rate of rise. *Tailings and Mine Waste*, Vancouver
- Ortiz, J., Urquidi, J., Pollak, D. and Barrera, S. (2012). Downstream to centerline construction: the challenge of change. *Tailings and Mine Waste '12*, Colorado
- Rojas-González, L., Ben-Khalal, H. and Lewis, K. (1985). Dynamic properties and behavior of copper tailings. *XI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, California, USA, 3: 1289-1292
- Scott, M.D., Lo, R.C. and Thavaraj, T. (2007). Use of instrumentation to safeguard stability of a tailings Dam. *7th International Symposium on Field Measurements in Geomechanics*, ASCE, 1-13
- Towhata, I. (2008). *Geotechnical earthquake engineering*. Springer
- Valenzuela, L. (2015). Tailings dams and hydraulic fills. Casagrande lecture. *XV Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Buenos Aires
- Verdugo, R. (2011). Seismic stability analysis of large tailings dams. *5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Santiago, 359-383
- Vick, S.G. (1983). *Planning, design and analysis of tailings dams*. John Wiley & Sons



Incertidumbres en la estimación del periodo fundamental de terrenos inclinados

Uncertainties in the estimation of characteristic site period of sloping terrains

Fecha de entrega: 6 de diciembre 2016

Fecha de aceptación: 20 de abril 2017

Edgar Giovanni Díaz-Segura

Escuela de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Av. Brasil N° 2950, Valparaíso, Chile, edgar.diaz@pucv.cl

El periodo característico de un terreno T_0 es un parámetro ampliamente usado para definir el periodo de vibración en el cual una mayor amplificación sísmica puede ser esperada. Para terrenos inclinados, contrario a lo presentado en terrenos planos o de baja pendiente, la respuesta sísmica requiere de a lo menos un análisis bidimensional para determinar T_0 . Si bien los antecedentes sobre comportamiento sísmico de terrenos inclinados representan una sólida base que permiten identificar algunas de las variables que condicionan la respuesta del suelo, actualmente no hay un criterio unificado respecto a la evaluación analítica o experimental del periodo característico de un terreno inclinado. En el presente estudio se realizó, usando el método de elementos finitos, un análisis paramétrico 2D de la respuesta sísmica de terrenos con inclinación superior a 15° , con el fin de identificar su periodo característico en campo libre. Asimismo, se realizaron mediciones usando la técnica de la relación espectral H/V, HVSR, en un terreno con ángulo de inclinación superior a 15° , cuyos resultados en términos del periodo fueron contrastados con la respuesta registrada en el análisis paramétrico realizado. A partir de los resultados obtenidos se observó que un punto localizado sobre un terreno inclinado puede registrar dos zonas de amplificación, cuyos máximos tienen asociado, independiente del ángulo de inclinación, igual periodo en cualquier punto a lo largo de la pendiente del terreno.

Palabras clave: periodo característico, terrenos inclinados, respuesta sísmica, método de relación espectral

The characteristic site period T_0 is a widely used parameter to define the period of vibration in which a greater seismic amplification can be expected. For sloping terrain, unlike what is seen with horizontal terrain, the seismic response requires at least a two-dimensional analysis to determine T_0 . Though the literature on the seismic behaviour of sloping terrain represents a solid basis for identifying some of the variables involved in the soil response, there are currently no unified criteria regarding an analytical or experimental evaluation of the characteristic site period for sloping terrain. The present study aims to use the finite elements method to conduct a 2D parametric analysis of the seismic response of terrain with a slope of above 15° , in order to identify its characteristic free-field period. In addition, different measurements were taken using the HV spectral ratio method in a sloping terrain. These measurements were compared with the recorded response on the finite element parametric analysis. From the results, it is shown that any point on a sloping terrain features two amplification peaks, whose maximums are associated, independent of inclination angle of the terrain, with the same periods as any other point along the gradient of the terrain.

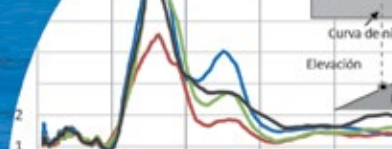
Keywords: characteristic site period, sloping terrains, seismic response, spectral ratio method

Introducción

El periodo característico de un terreno T_0 , es un parámetro esencial para definir efectos de amplificación local producto de movimientos sísmicos del terreno, y proporciona una herramienta muy útil para definir el periodo de vibración en el cual una mayor amplificación de la señal puede ser esperada (Kramer, 1996). Diferentes códigos de diseño sísmico consideran de forma directa o indirecta T_0 como

uno de los parámetros para definir los espectros de respuesta de diseño de acuerdo a la clasificación sísmica del terreno (BCJ, 1997; CEN, 2004; ICC, 2012).

Actualmente, la mayoría de los códigos de diseño sísmico no se pronuncian respecto a la validez o aplicación de sus criterios para el diseño de estructuras ubicadas en terrenos inclinados. El Código de Diseño Sísmico Francés (AFPS, 1995) y el Eurocódigo 8 (CEN, 2004), son quizás los únicos



códigos que toman en consideración la inclinación del terreno, con el fin de incorporar en el diseño las potenciales amplificaciones producto de efectos topográficos. Aunque el código AFPS presenta consideraciones más precisas que el Eurocódigo 8, ambos incorporan un *aggravation factor*, F , definido en términos de la altura total del terreno y del ángulo de inclinación β . Sin embargo, el *aggravation factor* es independiente del período fundamental del suelo (CEN, 2004), por lo que es sólo usado como un factor de corrección escalar de las ordenadas del espectro de diseño elástico (Díaz-Segura, 2016).

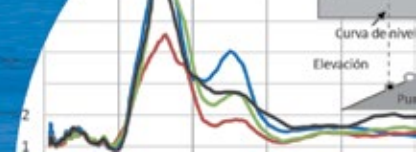
Aunque existen algunos casos particulares como el de Tarzana Hill, en el cual se reportaron efectos topográficos importantes aún en pendiente baja (Bouchon y Barker, 1996), en terrenos con pendiente inferior a 15° , se ha observado que la influencia de la topografía es muy baja (AFPS, 1995; BRIJSCE, 1997; CEN, 2004; Assimaki *et al.*, 2005). Por lo tanto, en terrenos con pendiente inferior a 15° la determinación de su período característico, así como la definición de su clasificación sísmica podría realizarse de forma razonable aplicando criterios de clasificación y procedimientos de medición análogos a los usados en terreno planos.

A partir de las observaciones y análisis realizados por Idriss y Seed (1967) y Boore (1972), se han realizado diferentes estudios bidimensionales numéricos y analíticos con el fin de evaluar efectos topográficos (Çelibe, 1987; Buech *et al.*, 2010; Assimaki y Jeong, 2013). Sin embargo, pocos estudios se han enfocado en evaluar de forma directa el período característico de un terreno con pendiente. Como un caso particular, Dakoulas y Gazetas (1985), mediante una aproximación bidimensional basada en el análisis conocido como *shear beam*, desarrollaron una solución analítica mediante la cual determinaron que $T_0 \approx 2.61H/V_s$, para el caso de una presa de tierra de sección triangular y altura H . De forma similar, basado en el estudio de Géli *et al.* (1988), Paolucci (2002) haciendo un análisis mediante el método Rayleigh, propone para el caso de un terreno con geometría triangular simétrica de altura H , que $T_0 \approx (H \tan \beta) / (0.7V_s)$. Por su parte, para el caso de un terreno inclinado, equivalente al caso de interés del presente estudio, Ashford *et al.* (1997), comparando la respuesta de un terreno inclinado en su punto más alto y la respuesta en campo libre tras el coronamiento, usan el término frecuencia

topográfica, para definir la frecuencia de movimiento del terreno en la cual se produce la máxima amplificación topográfica. Esta frecuencia topográfica f_t tiene relación directa con los efectos de amplificación topográfica, sin embargo, difiere del concepto de frecuencia característica o fundamental del terreno. A partir de los casos analizados mediante modelación numérica, Ashford *et al.* (1997) definieron que $f_t \approx V_s/5H$.

Si bien los antecedentes sobre comportamiento sísmico de terrenos inclinados representan una sólida base que permiten identificar algunas de las variables que condicionan la respuesta del suelo, actualmente no hay un criterio unificado respecto a la evaluación analítica o experimental del período característico de un terreno inclinado. Existe una gran dificultad y un alto costo para la generación de modelos físicos, ya sea a pequeña o gran escala, que permitan obtener mediciones representativas de la respuesta sísmica de un terreno. Por lo tanto, con el fin de evaluar de forma individual y controlada las principales variables que condicionan la respuesta de un terreno, diferentes autores basan o complementan sus estudios en el análisis de propagación de ondas mediante modelación numérica (Wang, 2012; Foti *et al.*, 2014; Matsushima *et al.*, 2014; Díaz-Segura, 2016). De esta forma, la respuesta dinámica del terreno en campo libre puede evaluarse de forma paramétrica usando modelación numérica mediante la determinación de espectros de Fourier y/o espectros de respuesta en cualquier punto dentro del dominio de interés, lo cual a su vez permite identificar la influencia de cualquier variable en el período característico.

En el presente estudio, se realizó una evaluación del período fundamental de vibración del suelo para diferentes puntos localizados a lo largo de terrenos con ángulo de inclinación superior a 15° . Para ello se evaluó la respuesta dinámica del terreno mediante modelación numérica 2D en elementos finitos usando un suelo granular, apoyado sobre un basamento rocoso rígido sujeto a la propagación vertical de ondas de corte (*in-plane SV-waves*) (Ashford y Sitar, 1997; Bouckovalas y Papadimitriou, 2005; Tripe *et al.*, 2013). Asimismo, tomando en consideración recomendaciones para registro de vibraciones en terrenos inclinados (Díaz-Segura, 2015), se realizaron diferentes mediciones en un terreno de alta pendiente usando de forma referencial el método de la relación espectral H/V



(Nogoshi e Iragashi, 1978). Los resultados fueron a su vez contrastados con la respuesta registrada en modelos de elementos finitos bajo condiciones equivalentes.

Características del modelo de elementos finitos usado

Para evaluar la respuesta sísmica de un terreno inclinado de forma paramétrica, se realizó una modelación bidimensional mediante el método de elementos finitos usando una configuración topográfica como la mostrada en la Figura 1. Se construyeron modelos para valores de H de 30, 60 y 90 m, y ángulos de inclinación β de 20° , 30° y 40° . La profundidad del basamento rocoso H_r , se localizó a una profundidad fija de 30 m.

El suelo fue modelado con comportamiento elástico lineal, lo cual adicionalmente permitió caracterizar el material principalmente con los parámetros de velocidad de propagación de ondas de corte V_s y razón de Poisson ν . Se usaron suelos caracterizados con $V_{s\text{-medio}}$ de 150, 350 y 500 m/s, ν de 0.3 y peso unitario $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$. El estado de esfuerzos iniciales se definió bajo una condición geostática usando un coeficiente de empuje lateral en reposo $k_0 = 0.4$ para todos los modelos.

A partir de un análisis de sensibilidad respecto a la influencia de la longitud de onda, para todos los modelos se seleccionó como señal sísmica un único pulso rectangular caracterizado con un periodo de 0.2 s y amplitud de 1g (Díaz-Segura, 2016). La respuesta del terreno en campo libre, registrada durante 60 s, se evaluó mediante de espectros de Fourier de aceleración determinados en 3 puntos localizados a lo largo de la pendiente del terreno, los cuales se muestran en la Figura 1, y que corresponde a un punto central Y, y a dos puntos, X y Z, equidistantes del punto central, localizados sobre el talud a menor y mayor cota, respectivamente. Con el fin de determinar los periodos en los cuales se produce una mayor amplificación de la respuesta sísmica, se determinó la relación de amplificación, calculada como la relación entre los espectros obtenidos en campo libre y el espectro registrado en nivel del basamento rocoso (Kramer, 1996).

Para el modelo de elementos finitos fue usada una malla compuesta por elementos triangulares de 6 nodos garantizando un tamaño máximo de elemento igual a $\lambda/15$,

siendo λ la longitud de onda asociada a una frecuencia máxima de 20 Hz. Para reducir los efectos de reflexión de ondas en el área de interés, las fronteras laterales, de tipo viscoso, se localizaron a una distancia mínima, I en la Figura 1, de ocho veces la longitud de onda máxima (Díaz-Segura, 2016).

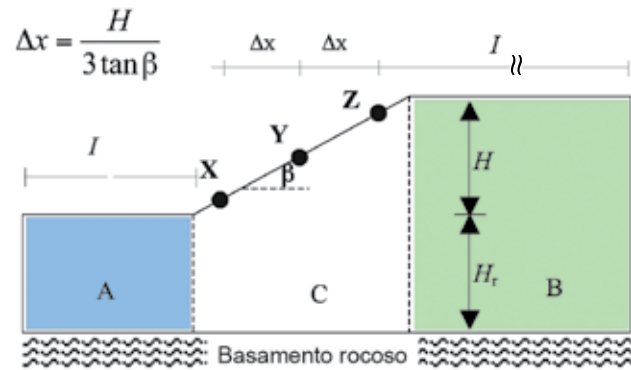


Figura 1: Características generales del caso tipo en estudio

Identificación del periodo característico T_0 a lo largo de la pendiente de un terreno

A partir de los resultados de los modelos realizados, se observó una respuesta dinámica característica en términos de la relación de amplificación, la cual se presenta para uno de los casos en la Figura 2, cuyos resultados muestran un comportamiento representativo de lo observado en los diferentes casos analizados. En la Figura 2 se muestra la presencia de dos zonas de amplificación registradas, las cuales se producen en periodos prácticamente iguales en cualquier punto a lo largo de la pendiente del terreno. Asimismo, se observó que para puntos cercanos al nivel más alto de la pendiente del terreno predomina la amplificación *peak* correspondiente al periodo de mayor magnitud, denominado T_{0-B} , lo cual se condice con las observaciones de Idriss y Seed (1967).

El comportamiento registrado, mostrado en la Figura 2, se puede explicar realizando un análisis simplificado centrandó la atención en los periodos más que en la magnitud de la relación de amplificación. En un terreno como el mostrado en la Figura 1, el periodo T_0 del bloque B podría ser estimado de forma aproximada usando su correspondiente V_s y altura $H_r + H_0$ (Ashford *et al.*, 1997),

$$T_{0-B} = \frac{4(H_r + H)}{V_s} \quad (1)$$

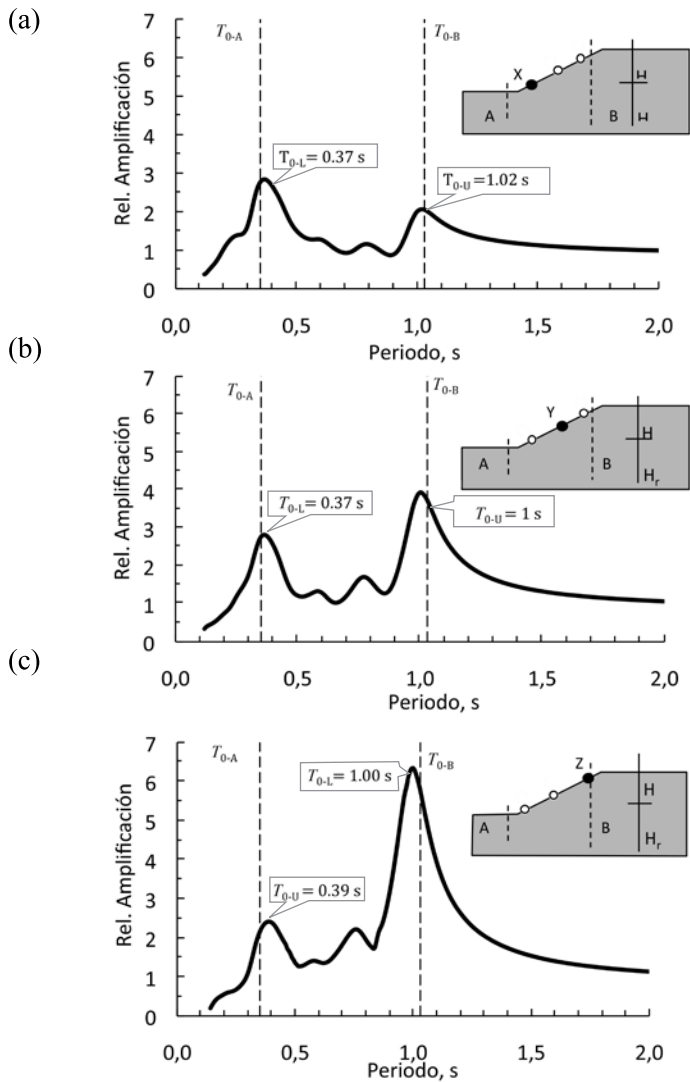


Figura 2: Relación de amplificación registrada a lo largo de la pendiente del terreno en a) X, b) Y y c) Z. Considerando $H_r = 30$ m; $H = 60$ m; ángulo de inclinación $\beta = 20^\circ$, $V_s = 350$ m/s, $T_{0-A} = 0.35$ s y $T_{0-B} = 1.03$ s

Lo propio se podría extrapolar al bloque A usando la altura H_r ,

$$T_{0-A} = \frac{4H_r}{V_s} \quad (2)$$

Dichos periodos se muestran con línea punteada en la Figura 2. Es claro que para el bloque C esta simplificación no sería válida, sin embargo, considerando la conexión inherente entre los tres bloques, los modos de vibración de cualquier punto en campo libre del bloque C, estarían influenciados por el modo de vibración de los bloques A y B. Por lo tanto, la respuesta dinámica del bloque C, estaría condicionado más que por el ángulo de inclinación del terreno, por la vibración de las masas de tierra localizadas a los extremos de la zona inclinada.

Lo anteriormente expuesto se observa para todos los casos analizados mediante la Figura 3, donde se muestra que los periodos que tienen asociado las mayores relaciones de amplificación registradas en los puntos X, Y, y Z, se ajustan muy bien con los periodos estimados usando las alturas de los bloques A y B (Figura 1), calculados de acuerdo a las expresiones (2) y (1), respectivamente. Considerando la clara relación registrada en los periodos, se tiene que la vibración del bloque C, en términos de los periodos en los cuales se producen las mayores amplificaciones, está condicionada por los periodos de vibración del terreno circundante.

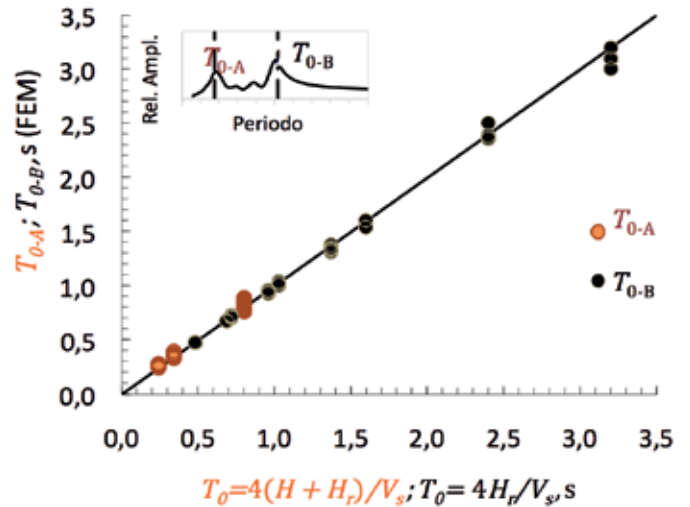
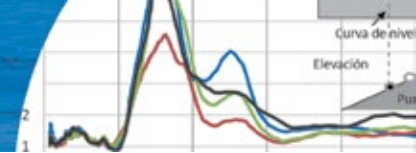


Figura 3: Periodo obtenido mediante modelo de elementos finitos versus $4Z/V_s$ estimado para todos los casos analizados, $Z = H_r$ y $Z = H_r + H$

Medición de la relación espectral H/V en un terreno inclinado

Uno de los métodos más usados para medir T_0 es el propuesto Nogoshi e Igarashi (1971), que popularizó Nakamura (1989), quienes, a partir de medición de vibraciones ambientales en superficie, establecen que una pseudofunción de transferencia de las capas superficiales se puede definir mediante la relación entre las componentes horizontal y vertical de los espectros de amplitud de Fourier. El método denominado relación espectral H/V, HVSR, asume que las componentes vertical y horizontal del movimiento son radiales a nivel del lecho rocoso, es decir son iguales, y que sólo la componente horizontal de las ondas registradas en superficie es amplificada, por lo tanto, el periodo al cual se genera dicha amplificación es el periodo T_0 .



Si bien existen diferentes cuestionamientos al método HVSR respecto a la representatividad de la magnitud de la relación H/V para evaluar la respuesta del terreno (Bard, 1998), la mayoría de los autores coinciden que el método es adecuado para registrar el periodo T_0 , incluso en terrenos de alta pendiente para los cuales no habría impedimento para su uso (Lermo y Chávez-García, 1993; Chávez-García *et al.*, 1996; Wood, 2003). Al margen de los cuestionamientos, en el presente estudio se usó el método de forma referencial con el fin de evaluar la forma de los registros de medición en diferentes puntos a lo largo de la pendiente de un terreno, con el fin de contrastar las mediciones con los resultados obtenidos mediante los modelos de elementos finitos.

Con el fin de evaluar la respuesta bajo condiciones reales, se realizaron diferentes juegos de mediciones, en un sector dunar de la ciudad de Concón. El terreno en dicho sector presenta una inclinación media de 28° , sin irregularidades importantes, y está compuesto por un depósito de arena de cementación media (Díaz-Segura, 2015). Las mediciones se realizaron en tres puntos a lo largo de la pendiente del terreno usando un sismógrafo de alta sensibilidad Tromino-Engy, compuesto de tres sensores electrodinámicos ortogonales. Para cada punto de medición se usó un tiempo de registro de 30 minutos.

Basados en mediciones y en modelaciones, Matsushima *et al.* (2014) establecieron que, si bien el método de la relación espectral H/V se puede emplear en zonas con heterogeneidades laterales, se debe tener presente que el registro de medición y su posterior análisis depende de la dirección de medición. Considerando lo anterior, se realizaron las mediciones en un terreno inclinado ubicando el equipo de manera que se registraran las vibraciones horizontales en dirección paralela y perpendicular a las curvas de nivel. Sin embargo, adicionalmente como se muestra en la Figura 4, se registraron vibraciones con un ángulo de 30° y 60° respecto de las curvas de nivel del terreno. En la Figura 4 se observa que independiente de la dirección de medición, es posible identificar los periodos que tienen asociado mayor relación HVSR. Las variaciones observadas entre las diferentes mediciones, puede atribuirse, además de a la pendiente del terreno, a la geometría que puede tener el basamento rocoso en la zona de medición (Matsushima *et al.*, 2014). Por lo que

siguiendo la recomendación de Matsushima *et al.* (2014), el análisis final de los resultados se realizó usando el registro de medición horizontal perpendicular a las curvas de nivel del terreno, es decir, dirección 0° .

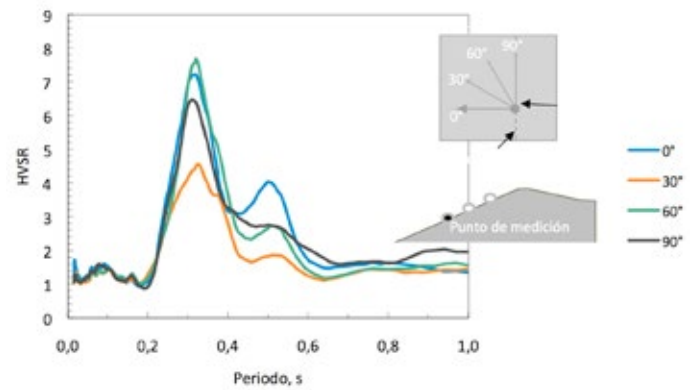


Figura 4: Influencia de la dirección de registro de vibración en la relación espectral HVSR medida

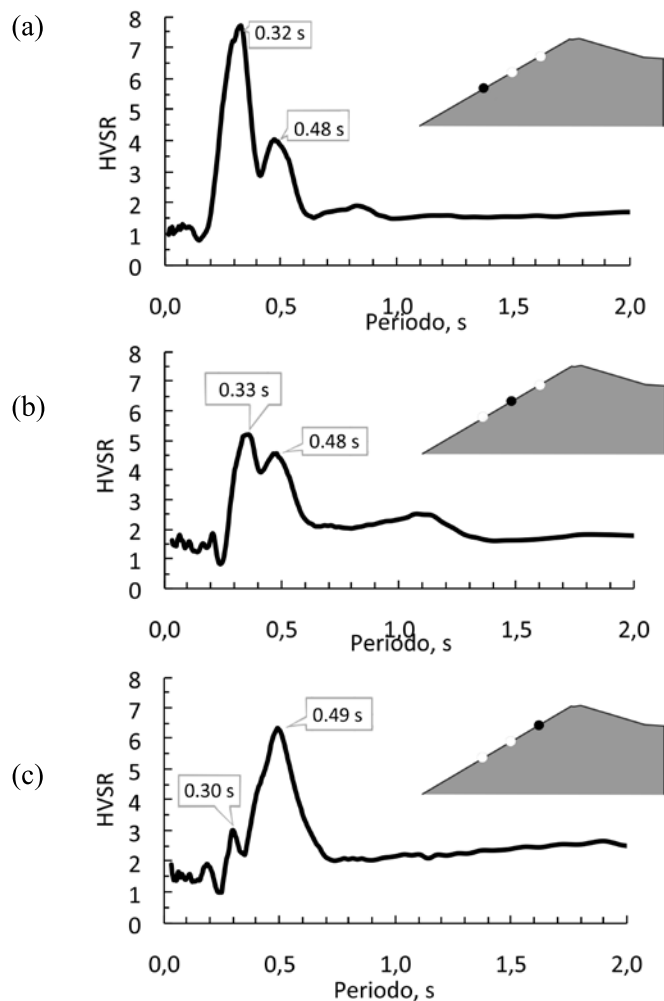
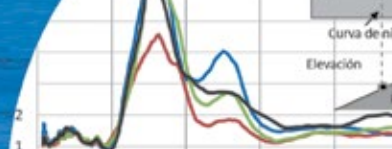


Figura 5: Medición de la relación HV para diferentes puntos a lo largo de la pendiente del terreno, a) X, b) Y y c) Z



Las curvas de relación espectral registradas en los tres puntos de medición se muestran en la Figura 5, donde al igual que en el caso de la modelación, se registran dos amplificaciones cuyos periodos asociados se mantienen para los diferentes puntos de medición. Asimismo, se observa que, para los puntos localizados a mayor cota, predomina la relación espectral asociada al periodo de mayor magnitud. Lo anterior es equivalente a lo registrado mediante la modelación numérica, y da cuenta de que el periodo fundamental de vibración de un terreno inclinado no es único y está influenciado por la localización del punto de análisis y de los modos de vibración de los terrenos que circundan la pendiente del terreno.

Conclusiones

A partir de modelación mediante el método de elementos finitos 2D en terrenos con las diferentes configuraciones geométricas analizadas, al igual que mediciones de campo usando de forma referencial el método HVSR, se determinó que cualquier punto sobre un terreno inclinado registra dos amplificaciones principales, cuyos máximos tienen asociados los mismos periodos que cualquier otro punto localizado a lo largo de la pendiente del terreno. Por lo tanto, se podría preliminarmente indicar que, en un terreno inclinado con las características topográficas analizadas, sería más adecuado hablar de la presencia de dos periodos característicos, ya que las amplificaciones registradas, asociadas a dichos periodos, se mantienen a lo largo del terreno, alternándose los valores máximos de amplificación según su ubicación.

La vibración del terreno en la zona de pendiente está condicionada por la vibración del terreno circundante, por lo que los dos periodos registrados a lo largo del terreno, en donde se producen las mayores amplificaciones, son prácticamente iguales a los T_0 de las columnas de suelo a cada lado del terreno inclinado, calculados de acuerdo a la ecuación unidimensional $4Z/V_s$, siendo Z la altura de la columna de suelo.

Si bien según los resultados del presente estudio en un terreno con la configuración mostrada en la Figura 1, se pueden presentar dos zonas de amplificación, desde un punto de vista práctico, es necesario evaluar si dicha condición produce que una estructura construida en un terreno inclinado tenga una demanda superior que pueda

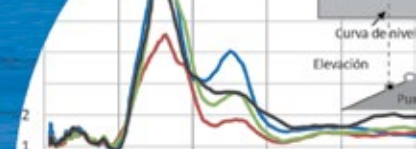
potencialmente condicionar su diseño.

Agradecimientos

El autor desea agradecer a la Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, en el marco del Proyecto VRIEA-PUCV No. 37/2016, por el apoyo financiero para el desarrollo del presente estudio. Asimismo el autor desea agradecer al Ingeniero Jorge Oviedo por el valioso apoyo brindado.

Referencias

- AFPS (1995). Guidelines for seismic microzonation studies. AFPS/DRM, French Association for Earthquake Engineering
- Ashford, S.A. and Sitar, N. (1997). Analysis of topographic amplification of inclined shear waves in a steep coastal bluff. *Bulletin of the Seismological Society of America* **87**(3), 692-700
- Ashford, S.A., Sitar, N., Lysmer, J. and Deng, N. (1997). Topographic effects on the seismic response of steep slopes. *Bulletin of the Seismological Society of America* **87**(3), 701-709
- Assimaki, D. and Jeong, S. (2013). Ground-motion observations at hotel Montana during the M 7.0 2010 Haiti earthquake: Topography or soil amplification?. *Bulletin of the Seismological Society of America* **103**(5), 2577-2590
- Assimaki, D., Kausel, E. and Gazetas, G. (2005). Soil-dependent topographic effects: a case study from the 1999 Athens earthquake. *Earthquake Spectra* **21**(4): 929-966
- Bard, P.Y. (1998). Microtremor measurements: a tool for site effect estimation? *Second International Symposium on the Effects of Surface Geology on Seismic Motion*, Yokohama, Japon, Vol. 3, 1251-1279
- BCJ (1997). Structural provisions for building structures. Tokyo, Building Center of Japan
- Boore, D.M. (1972). A note on the effect of simple topography on seismic SH waves. *Bulletin of the Seismological Society of America* **62**(1): 275-284
- Bouchon, M. and Barker, J.S. (1996). Seismic response of a hill: the example of Tarzana, California. *Bulletin of the Seismological Society of America* **86**(1A): 66-72
- Bouckovalas, G.D. and Papadimitriou, A.G. (2005). Numerical evaluation of slope topography effects on seismic ground motion. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **25**(7-10): 547-558



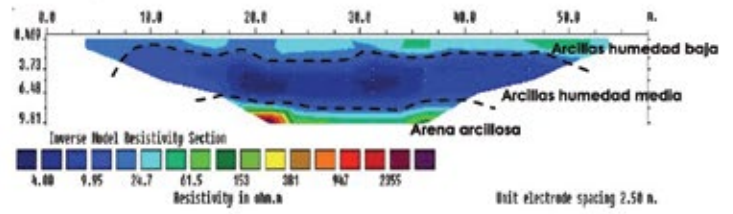
- Buech, F., Davies, T.R. and Pettinga, J.R. (2010). The little red hill seismic experimental study: topographic effects on ground motion at a bedrock-dominated mountain edifice. *Bulletin of the Seismological Society of America* 100(5A), 2219–2229
- BRIJSCE (1997). Development of earthquake disaster prevention in urban area. Sectional committee report on risk evaluation of earthquake motion amplification. Building Research Institute and Japan Society of Construction Engineering (in Japanese)
- Çelebi, M. (1987). Topographical and geological amplifications determined from strong-motion and aftershock records of the 3 March 1985 Chile earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America* 77(4), 1147-1167
- CEN (2004). EuroCode 8: Design of structures for earthquake resistance — Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardization, Brussels
- Chávez-García, F.J., Sánchez, L.R. and Hatzfeld, D. (1996). Topographic site effects and HVSR. A comparison between observations and theory. *Bulletin of the Seismological Society of America* 86(5), 1559–1573
- Dakoulas, P. and Gazetas, G. (1985). A class of inhomogeneous shear models for seismic response of dams and embankments. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 4(4): 166-182
- Díaz-Segura, E.G. (2015). Effect of MASW field configuration on the estimation of shear wave propagation velocity in a sloped terrain. *Géotechnique Letters* 5(1): 21-27
- Díaz-Segura, E.G. (2016). Numerical estimation and horizontal-to-vertical spectral ratio measurements of characteristic site period of sloping terrains. *Géotechnique Letters* 6(2): 176-181
- Foti, S., Lai, C.G., Rix, G.J. and Strobbia, C. (2014). *Surface wave methods for near-surface site characterization*. CRC Press and Taylor & Francis Group
- Géli, L., Bard, P.Y. and Jullien, B. (1988). The effect of topography on earthquake ground motion: a review and new results. *Bulletin of the Seismological Society of America* 78(1): 42-63
- ICC (2012). IBC International Building Code. International Code Council, USA
- Idriss, I.M. and Seed, H.B. (1967). Response of earth banks during earthquakes. *Journal of the Soil Mechanics Foundation Division* 93 (SM3), 61-82
- Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice Hall, NJ
- Lermo, J. and Chávez-García, F.J. (1993). Site effect evaluation using spectral ratios with only one station. *Bulletin of the Seismological Society of America* 83(5), 1574-1594
- Matsushima, S., Hirokawa, T., De Martin, F., Kawase, H. and Sánchez-Sesma, F.J. (2014). The effect of lateral heterogeneity on horizontal-to-vertical spectral ratio of microtremors inferred from observation and synthetics. *Bulletin of the Seismological Society of America* 104(1), 381-393
- Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *Railway Technical Research Institute* 30(1), 25-33
- Nogoshi, M. and Igarashi, T. (1971). On the amplitude characteristics of microtremor (part 2). *Journal of the Seismological Society of Japan* 24(1), 26-40
- Paolucci, R. (2002). Amplification of earthquake ground motion by steep topographic irregularities. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31(10): 1831–1853
- Tripe, R., Kontoe, S. and Wong, T.K.C. (2013). Slope topography effects on ground motion in the presence of deep soil layers. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 50: 72–84
- Wang, L., Luo, Y. and Xu, Y. (2012). Numerical investigation of Rayleigh-wave propagation on topography surface. *Journal of Applied Geophysics* 86, No. 11, 88-97
- Wood, C.M. (2013). *Field investigation of topographic effects using mine seismicity*. Doctoral thesis, University of Texas, Austin, USA



OITEC Ltda.

Ingeniería-Geotecnia
Hidráulica-Topografía

Tomografía Eléctrica, caracterización de sitios



Auscultación Geotécnica, Proyecto Edificio Centro Costanera



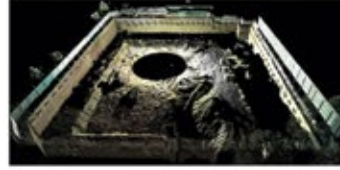
OITEC Geotecnia



OITEC Hidráulica



OITEC Topografía



- 📌 Diseño geotécnico de fundaciones y entibaciones
- 📌 Medición de la velocidad de ondas de corte
- 📌 Medición de tomografía eléctrica
- 📌 Topografía de precisión GPS
- 📌 Equipos topográficos
- 📌 Hidráulica fluvial
- 📌 Ecohidráulica



Características del terreno de fundación de sitios con edificios dañados severamente en el terremoto del 27F

Characteristics of the foundation ground of sites with severely damaged buildings in the 27F earthquake

Fecha de entrega: 5 de enero 2017

Fecha de aceptación: 22 de mayo 2017

Loreto Vergara y Ramón Verdugo

CMGI Ltda., Virginia Opazo 48, Santiago, Chile, lvergara@cmgi.cl, rverdugo@cmgi.cl

El terremoto del 27F afectó a una extensa área del país, siendo principalmente devastador en las regiones del Maule y del Bío Bío. En la Región Metropolitana se registraron importantes daños tanto en viviendas como en edificios modernos. En el caso de los edificios, las fallas variaron desde daños menores hasta irreparables. Con el objetivo de identificar si las características del terreno fue uno de los factores detonantes de los daños en edificios, se realizaron mediciones de vibraciones ambientales en las cercanías de las estructuras severamente dañadas en la Provincia de Santiago. El análisis fue realizado mediante el método de Nakamura, el cual permite obtener el periodo preponderante del terreno, especialmente en suelos de baja competencia geotécnica, los cuales presentan a su vez las mayores probabilidades de generar daños estructurales en construcciones. Se realizaron 122 mediciones ubicadas en las cercanías de 68 de los edificios más dañados en la Provincia de Santiago. Asimismo, se compararon las razones espectrales con la geología superficial del terreno, de manera de corroborar si existe una relación entre ellos. Los resultados de análisis indican que no existe relación directa entre los edificios severamente dañados y la amplificación sísmica, debido a que los edificios se emplazan sobre distintos tipos de razones espectrales H/V. Se concluye que el factor preponderante de los daños ocurridos estaría asociado con aspectos principalmente estructurales. Adicionalmente, la cuenca de Santiago es subdividida en tres sectores de acuerdo a los resultados obtenidos (rígido, semi-rígido y periodos predominantes sobre 0.5 s).

Palabras clave: efecto de sitio, método de Nakamura, amplificación sísmica, cuenca de Santiago

The Maule Earthquake affected a wide area of the country, being significantly destructive in the regions of Maule and Bío Bío. In the Metropolitan Region major damages were reported in both housings and modern buildings. In the case of buildings, failures ranged from minor damage to unrecoverable. To identify whether the ground was one of the triggering factors that damaged the buildings, environmental vibration measurements were carried out in the vicinity of severely damaged structures in the Province of Santiago. The analysis was performed using the method of Nakamura, which may provide the predominant period of the ground, especially in soils of low geotechnical quality, which present higher probability of generating structural damage in buildings. 122 measurements located in the vicinity of 68 severely damaged buildings located in the Province of Santiago were carried out. Also, the obtained spectral ratios H/V were compared with the geology of the area, in order to confirm the relationship between them. The analyses of the results indicate that there is no direct relationship between the observed damage of buildings and the seismic amplification, because the damaged buildings are located on different types of spectral ratio H/V. It is concluded that the main factor of the damages could be associated with structural aspects. In addition, the Santiago basin is subdivided into three sectors according to the H/V spectral ratio (rigid, semi-rigid and predominant periods of 0.5 s).

Keywords: site effect, Nakamura method, seismic amplification, Santiago Basin

Introducción

El mega terremoto del 27 de Febrero del 2010 se ubica entre los diez eventos sísmicos de mayor magnitud a nivel mundial, dejando un saldo de más de 2.000.000 de

afectados, más de 200.000 viviendas destruidas y más de 500 víctimas fatales (Presidencia de la República, 2013). Los daños abarcaron transversalmente distintas infraestructuras, como viviendas, hospitales, blocks

habitacionales, puentes, edificios de gran altura, etc. En la Provincia de Santiago se registraron 10705 viviendas y 560 construcciones de dimensión mayor con daño estructural (Vergara, 2014). En el caso de los edificios, se registraron desde daños locales, que permitieron el uso total o parcial del inmueble, hasta daños irreparables, que implicaron decretos de demolición.

Por otra parte, numerosos estudios han mostrado que existe una modificación de la señal sísmica dependiendo de las condiciones geotécnicas del sector, este fenómeno denominado como efecto de sitio puede resultar en una amplificación de la señal y una variación del contenido de frecuencias. El uso de vibraciones ambientales mediante el método de Nakamura es uno de los métodos más utilizados para estimar la respuesta sísmica de un depósito de suelos, el cual utiliza el cociente de los espectros horizontales y verticales medidos en superficie, permitiendo estimar la frecuencia fundamental de un depósito en particular.

Con el objetivo de identificar si el fenómeno de amplificación sísmica fue una de las causas que acrecentó el nivel de deterioro en los edificios más dañados en la Provincia de Santiago, se realizaron mediciones de vibraciones ambientales en las cercanías de éstos. Adicionalmente, se ejecutaron mediciones en las cercanías de las estaciones sismológicas ubicadas en las comunas de Maipú y Peñalolén, y en las inmediaciones del aeropuerto de Santiago, de manera de obtener una visión general de la respuesta sísmica de la cuenca de Santiago, en términos del periodo fundamental.

Adicionalmente, se comparan las razones espectrales obtenidas de mediciones, con la geología superficial y la profundidad del basamento rocoso (Vergara y Verdugo, 2014), de manera de corroborar la existencia de una relación entre el método de Nakamura y las características del sitio.

Método de Nakamura o razones espectrales H/V

Este método propone estimar el periodo predominante de un depósito de suelos a partir de la medición de vibraciones ambientales verticales y horizontales en superficie. Este método se originó en base al análisis de registros de movimiento en diferentes sitios de Japón, en donde se descubrió que en terrenos blandos el movimiento horizontal

es mayor que el movimiento vertical, contrario a lo observado en terrenos rígidos, donde los movimientos horizontales y verticales son similares entre sí (Nakamura, 2008).

El método asume que la componente horizontal del movimiento es amplificada por la multi reflexión de las ondas S al llegar a la superficie, mientras que la componente vertical es amplificada por la multi reflexión de las ondas P. Además, considera que las fuentes artificiales prevalecen mayoritariamente en la componente vertical del movimiento, las cuales tienden a inducir ondas Rayleigh que pueden ser cuantificadas determinando la razón entre la componente vertical del movimiento en superficie y en la base del depósito (Nakamura, 1989).

Es importante señalar que a pesar de que el método de Nakamura permitiría obtener la función de transferencia de un depósito de suelos en términos de frecuencia y amplificación, se ha comprobado empíricamente que su principal utilidad está en la determinación de la frecuencia fundamental en suelos blandos. Asimismo, provee una estimación gruesa del contraste de impedancias de los estratos en profundidad.

Edificios severamente dañados en la Provincia de Santiago

Se consideraron edificios, de tres o más pisos, que presentaron daños estructurales severos, siendo las estructuras categorizadas como habitables sólo después de refuerzo estructural y las estructuras irreparables con decretos de demolición. En ese contexto, de acuerdo al catastro de daños efectuado por Vergara (2015), se contabilizaron 68 edificios. Cabe destacar que en algunos casos las estructuras dañadas corresponden a blocks habitacionales pertenecientes a las mismas villas o condominios. En la Figura 1 se presenta la ubicación de los edificios considerados.

Se observa una concentración de edificios severamente dañados en la zona centro y norte de la Provincia de Santiago. En particular se presenta una mayor densidad de daños en las siguientes comunas:

- Quilicura: correspondiente a blocks de la Población Parinacota
- Maipú: edificios Don Luis Gandarillas, Tristán Valdés, Hermanos Carrera, entre otros.

- Ñuñoa: blocks de la Villa Olímpica, Villa Canadá y Villa Salvador Cruz Gana, entre otros.
- San Joaquín: blocks habitacionales de la Villa Liszt, Villa El Pinar y Villa Brasil.
- Macul: edificio Don Manuel Sanchez y Condominio Sol Oriente I y II.
- Huechuraba: ciudad empresarial y calle Pedro Fontova.



Figura 1: Ubicación de edificios dañados en la Provincia de Santiago

De acuerdo a los análisis efectuados a los tipos de daños presentados en estructuras de hormigón armado durante el 27F, se han identificado patrones que se mantuvieron constante en distintas ciudades afectadas. Los daños corresponden a fallas por corte en vigas cortas y machones, falla por flexo-compresión en muros, fallas debido a irregularidad estructural, fallas de corte o flexión en conexiones viga-columna y viga-muro (Massone y Rojas, 2012). En la Figura 2 se presentan algunos ejemplos de daños observados en edificios de la Provincia de Santiago.

Programa de mediciones vibraciones ambientales

Se llevó a cabo un programa de mediciones de junio a septiembre 2016, utilizando dos equipos digitales Tromino ENGY de Micromed S.p.A (tromino.it). equipados con una antena GPS interna. En cada estación se registraron

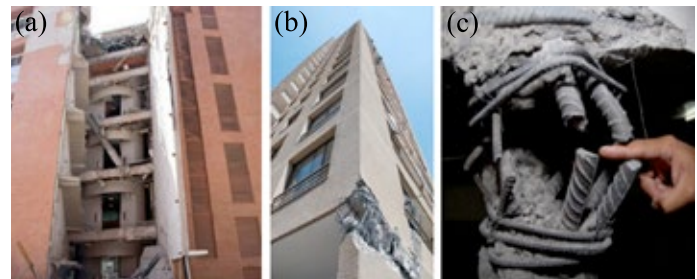


Figura 2: Daños observados en muros de hormigón armado de edificios, a) Huechuraba, daños en hall de entrada, b) Independencia, daño por flexo compresión y c) Macul, daño por flexo compresión

mediciones de vibraciones de 30 minutos de duración en las componentes Norte-Sur, Este-Oeste y Vertical, a una tasa de muestreo de 128 Hz, incorporando las coordenadas geográficas de la medición. Se contabilizaron 142 mediciones, de las cuales 122 registros se ubicaron en las cercanías de los 68 edificios severamente dañados. Adicionalmente, se efectuaron 12 mediciones en las inmediaciones de las siguientes estaciones sismológicas: en el Centro de Referencia de Salud de Maipú, en el Campus Antumapu de la Universidad de Chile y en el Hospital Doctor Luis Tisné en Peñalolén. Asimismo, se efectuaron 8 mediciones en los alrededores del Aeropuerto de Pudahuel y en la comuna de Peñalolén. En la Figura 3 se presenta la ubicación de las mediciones efectuadas y las estaciones sismológicas.

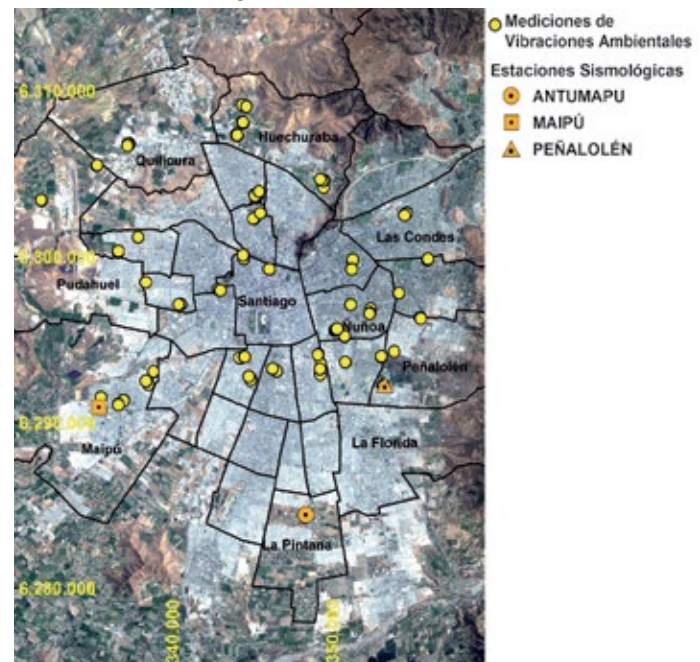


Figura 3: Ubicación mediciones de vibraciones ambientales y estaciones sismológicas

Evaluación de razones espectrales H/V

Para cada medición de vibraciones ambientales se calculó su respectiva razón espectral mediante el software Geopsy. Esta herramienta se desarrolló en el proyecto europeo SESAME (2004), encontrándose disponible gratuitamente en internet en geopsy.org (*Using ambient vibration techniques for site characterization, seismic microzonation and building*). Para el cálculo de razones espectrales Geopsy utiliza un criterio de selección de partes de la señal, denominado ventanas, el cual permite identificar y eliminar los sectores donde existe un aumento abrupto de la señal, el cual estaría asociado a vibraciones artificiales. Para la selección de ventanas se utilizan los términos *STA* y *LTA*. Donde *STA* corresponde a la amplitud promedio de la señal en un periodo corto de tiempo (*tsta*) y *LTA* la amplitud promedio en un periodo largo de tiempo (*tlta*). Las ventanas se obtienen al comparar el cociente *S* (donde $S = STA/LTA$) con valores umbrales $S_{m\acute{a}x}$ y $S_{m\acute{i}n}$ definidos anteriormente.

En consecuencia, definiendo un valor de *tlta* fijo igual al largo de la ventana L_w se obtiene *LTA*, luego mediante una ventana móvil de largo *tsta*, la cual recorre todo el intervalo *tlta*, se va calculando instantáneamente *STA*. Si el cociente *S* se enmarca dentro de los valores umbrales, se considera que la ventana contiene vibraciones permanentes y, por lo tanto, es utilizada para el cálculo de las razones espectrales. La Tabla 1 presenta los valores utilizados para el criterio de selección de ventanas y la Figura 4 muestra un ejemplo de ventanas seleccionadas en Geopsy. Adicionalmente, se utilizó para el suavizado de señales la función definida por Konno y Ohmachi (1998) con un coeficiente de ancho de banda *b* igual a 40. Finalmente, la razón espectral se obtiene como el promedio del cociente entre el espectro de la componente horizontal combinada y el espectro de la

componente vertical en cada ventana seleccionada.

Tabla 1: Valores utilizados para el criterio de selección de ventanas

Símbolo	Valor
L_w	25 s
<i>tlta</i>	25 s
<i>tsta</i>	1 s
$S_{m\acute{a}x}$	0.5
$S_{m\acute{i}n}$	2.0

Resultados obtenidos

A partir de los resultados obtenidos de las mediciones se definieron 4 tipos de razones espectrales los cuales se grafican en la Figura 5 y se definen a continuación:

- Tipo A: Razones Espectrales con *peak* muy marcado y amplitudes mayores o iguales a 3.
- Tipo B: Razones Espectrales con *peak* marcado y amplitudes mayores o iguales a 2, pero menores a 3.
- Tipo C: Razones Espectrales con *peak* poco claro y amplitudes mayores o iguales a 2, pero menores a 3.
- Tipo D: Razones Espectrales planas con amplitudes menores a 2 o un *peak* con frecuencias mayores a 5 Hz.

Definiciones de tipos de razones espectrales H/V similares han sido propuestas anteriormente (Pastén, 2007). Es importante señalar que los tipos A y B están asociados a depósitos de suelos no rígidos. En cambio, los tipos C y D corresponden a resultados característicos de depósitos rígidos.

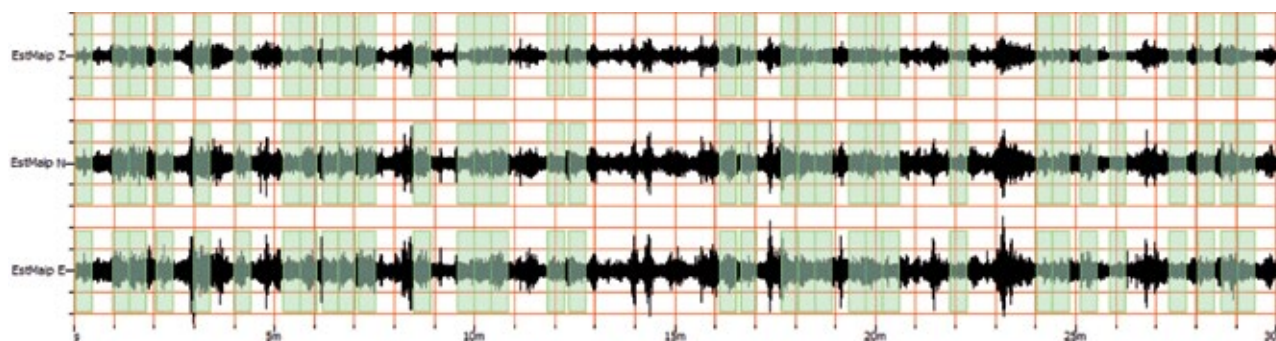


Figura 4: Ejemplo de ventanas utilizadas según criterio de selección

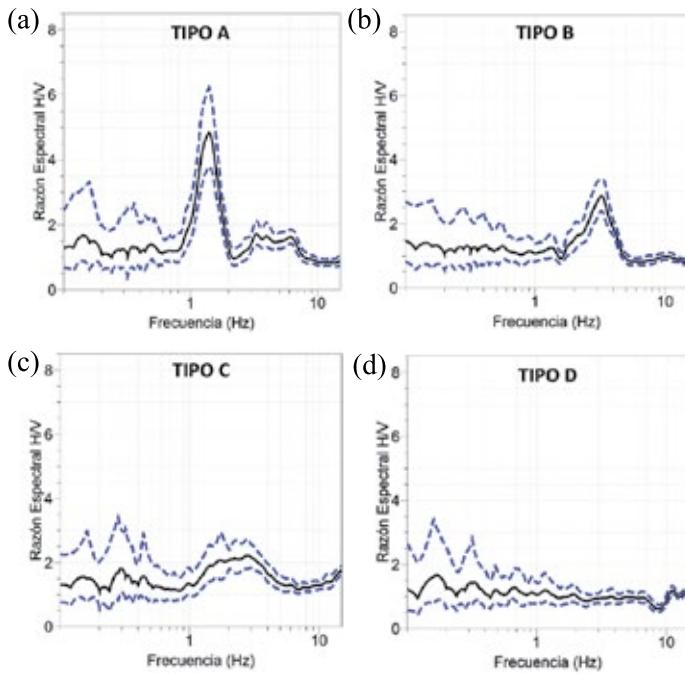
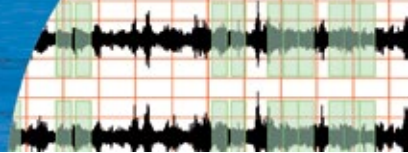


Figura 5: Ejemplos de tipos de razón espectral en las comunas de: a) Huechuraba, b) Maipú, c) Cerro Navia y d) Las Condes

En el marco anterior, en la Figura 6a se presenta un mapa donde se muestra la geología de la cuenca de Santiago y la profundidad del basamento rocoso. La morfología del basamento rocoso corresponde al modelo gravimétrico tridimensional desarrollado por Araneda *et al.* (2000). Por

otro lado, el mapa geológico corresponde a las 10 unidades geológicas definidas por Leyton *et al.* (2010), las cuales fueron obtenidas utilizando información 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). En la Tabla 2 se definen las unidades geológicas. En la Figura 6b se presentan los resultados de las mediciones de acuerdo al tipo de razón espectral obtenido.

Análisis de resultados

Considerando los resultados de razones espectrales, se desarrolló un mapa de zonificación de los tipos de suelos (ver Figura 6b), detallado a continuación:

- Suelos no rígidos: Corresponde a la unidad VII (suelo fino) donde se obtuvo periodos mayores a 0.5 s y razones espectrales Tipo A.
- Suelos semi rígidos: Engloban sectores de la unidad VII y la ceniza volcánica VI con periodos que varían entre 0.2 a 0.5 s y razones espectrales Tipo A y B.
- Suelos rígidos: Corresponden a las unidades geológicas II, IIIa y VIII con periodos menores a 0.2 s y razones espectrales Tipo D y en algunos casos Tipo C.

Analizando la relación entre las características geotécnicas

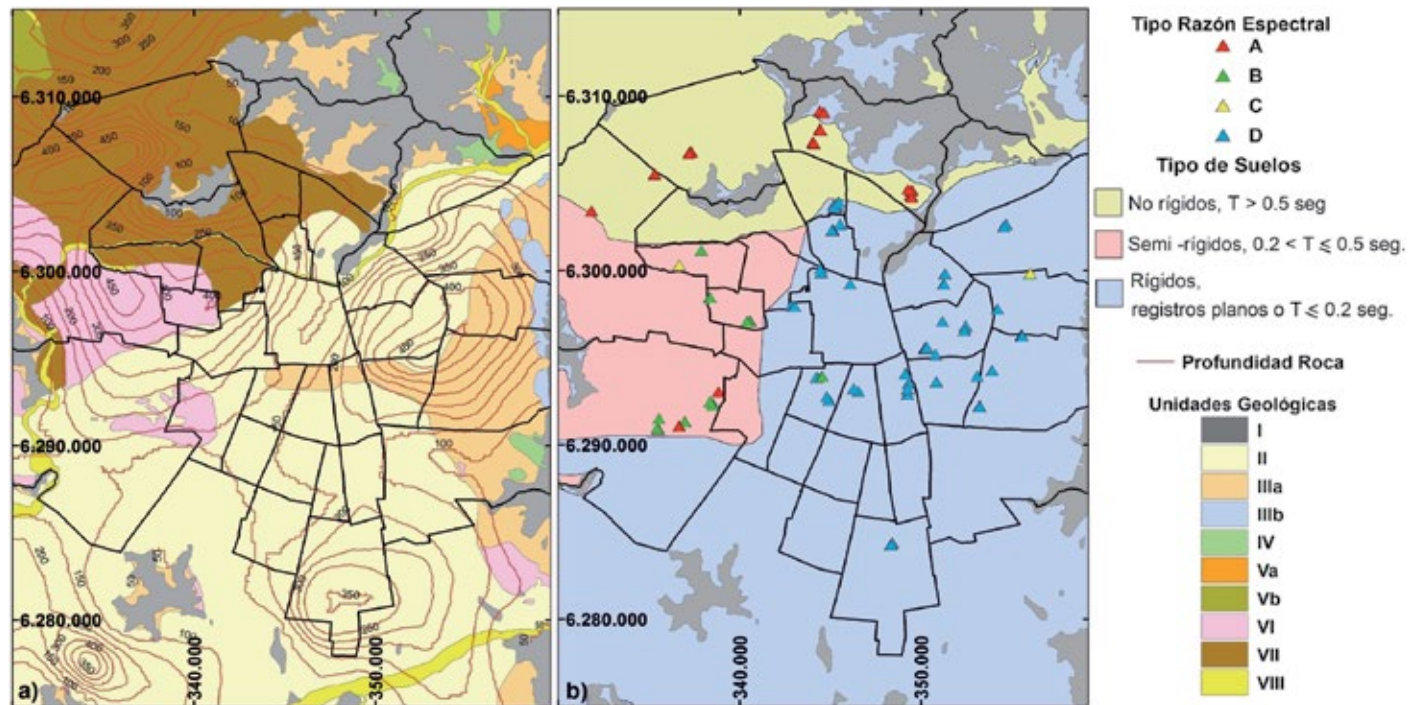


Figura 6: a) Geología superficial y profundidad del basamento rocoso y b) zonificación de tipo de suelos según Razones Espectrales H/V

Tabla 2: Unidades geológicas presentes en la cuenca de Santiago

Unidad	Descripción
I	Roca. Aflora en las cadenas montañosas alrededor de la cuenca y en cerros aislados
II	Gravas fluviales. Material grueso, principalmente gravas arenosas
IIIa	Depósitos aluviales. Bloques y gravas en una matriz areno arcillosa con intercalaciones de arena, limo y arcillas
IIIb	Depósitos aluviales antiguos. Gravas y bloques en matriz areno arcillosa. Corresponde a viejos abanicos aluviales
IV	Gravas y bloques en una matriz arcillo arenosa asociada a un antiguo deslizamiento
Va	Depósitos aluviales. Gravas en una matriz arcillo arenosa con intercalaciones de arena, limo y arcilla. Además de una gruesa capa de suelo arcillo limoso asociado a esteros Colina y Arrayán
Vb	Depósitos aluviales. Arenas finas a gruesas mezcladas con limos y arcillas asociado al estero Lampa
VI	Depósito de ceniza volcánica de más de 20 m de espesor con intercalaciones de arenas, limos y gravas. Denominado Ignimbrita de Pudahuel
VII	Depósito de suelos finos. Limos y arcillas con intercalaciones de gravas, arenas y cenizas volcánicas
VIII	Depósitos fluviales recientes. Granulometría variable desde gravas a limos

y geomorfológicas de la cuenca de Santiago con las razones espectrales se observa que sobre la unidad VII (suelos finos), se presentaron los periodos más altos (mayores a 0.5 s), al acercarse a los límites donde esta unidad interdigita con sedimentos más competentes, los periodos disminuyen, como es el caso de la zona noroeste de Huechuraba donde interdigitan las unidades VII y IIIa, y en la comuna de Cerro Navia donde interdigitan las unidades VI y VII.

Por otra parte, consistentemente sobre la Ignimbrita de Pudahuel (unidad VI), se presentan periodos entre 0.2 a 0.5 s, siendo estas mediciones efectuadas en distintas comunas como Pudahuel, Maipú, Cerro Navia y Lo Prado.

Con respecto al tipo de Razón Espectral, se observa que las razones espectrales donde es posible identificar un *peak* de frecuencia (Tipo A y B) se emplazan sobre suelos finos (unidad VII) y ceniza volcánica (VI). En el caso de la unidad IIIa, caracterizada por un contenido variable desde gravas a material más fino, se observa principalmente

razones espectrales Tipo D, correspondiente a suelos rígidos. No obstante, se presentaron particularmente en la parte distal de la unidad una razón espectral Tipo B en Pedro Aguirre Cerda y Tipo C en Las Condes. Lo anterior podría deberse a que en la parte distal de un abanico aluvial 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 (Fernández, 2003). En consecuencia, en la parte distal de la unidad IIIa habría sedimentos más finos, los que se evidenciarían con razones espectrales con *peaks* claros, sin embargo, al estar próximos a suelos más rígidos presentan periodos bajos.

En el caso de la unidad II, consistentemente se identificaron razones espectrales Tipo D, característicos de suelos rígidos. Sin embargo, en las comunas de Independencia y Conchalí se identificaron razones espectrales planas (Tipo D) sobre suelos finos (unidad VII), lo cual podría deberse a que el sector donde entran en contacto las unidades II y VII sería más hacia el norte, es decir, las zonas donde se midieron las razones tipo D estarían emplazados sobre suelos más rígidos. En base a esto, la zonificación incluyó dichos puntos como suelos rígidos.

Con respecto a la profundidad del basamento rocoso, para las mediciones H/V Tipo D (suelo rígido) no se observan variaciones de éstas con la profundidad de la roca. En este trabajo no se tienen mediciones de razones espectrales H/V del Tipo A, B y C con variación de la profundidad de la roca.

Por otra parte, al comparar los resultados obtenidos en la Figura 6 con la ubicación de los edificios dañados mostrados en la Figura 1, se observa que no existe un periodo fundamental preponderante en las cercanías de los edificios dañados, ya que éstos presentan un rango variable de periodos. Por ejemplo, en la ciudad empresarial en Huechuraba (edificios Patio Mayor 937, 945 y 961), se registraron periodos mayores a 0.5 s y en Maipú en las cercanías de los edificios Condominio Hermanos Carrera, Tristán Valdés y Luis Gandarillas, se presentaron periodos menores, entre 0.2 a 0.5 s. Siendo en ambos casos edificios de 4 y 5 pisos.

Asimismo, los edificios severamente dañados se ubican sobre distintos tipos de razones espectrales, desde Tipo A característicos de suelos blandos hasta razones espectrales Tipo D característicos de suelos rígidos.

Conclusiones

Con el objetivo de identificar si el fenómeno de amplificación sísmica fue un factor influyente en los edificios severamente dañados durante el 27F, se realizaron mediciones de vibraciones ambientales en el entorno de los 68 edificios más dañados en la Provincia de Santiago. De acuerdo a los resultados entregados por 142 mediciones de razones espectrales, se concluye que no existe correlación evidente entre las características de la razón espectral y los edificios severamente dañados, debido a que no se observa un patrón determinado de periodos o tipo de razón espectral del terreno de fundación de los edificios.

Por ejemplo, existen edificios emplazados sobre suelos rígidos, cuyos daños resultan difícil de explicar por la alta competencia de estos suelos. En este sentido, si el suelo es rígido no existe una frecuencia en particular que amplifique el suelo, ya que todos los niveles de amplificación son semejantes y además, bajos, de esta manera el efecto de sitio no afecta de una forma particular a las estructuras que están emplazadas en este tipo de suelo, con lo cual es posible señalar que los daños en estos casos se deben a alguna deficiencia estructural. Por el contrario, en el caso de los edificios ubicados en suelos no rígidos y semi-rígidos, los daños estructurales podrían eventualmente ser atribuidos al fenómeno de efecto de sitio.

Análogamente, en base a los resultados obtenidos se categorizaron los tipos de suelo de la cuenca de Santiago en tres grupos: suelos no rígidos con periodos mayores a 0.5 s, suelos semi-rígidos de periodos entre 0.2 a 0.5 s y suelos rígidos asociados a registros planos o periodos menores a 0.2 s. Esta categorización se considera útil para el análisis estructural de nuevas obras, ya que las estructuras construidas en suelos no rígidos o semi-rígidos podrían estar afectados por la amplificación sísmica.

Por otra parte, se corrobora la correlación entre las características geotécnicas del suelo y el tipo de razón espectral, ya que en suelos blandos (Unidad VII) y ceniza volcánica (VI) se identificaron razones espectrales con *peaks* claros y periodos fundamentales mayores a 0.5 s (unidad VII) y entre 0.2 a 0.5 s (unidad VI). Asimismo, en el caso de suelos rígidos (unidad II) se identifican razones espectrales planas. En consecuencia, el método de Nakamura permite identificar periodos fundamentales de suelos blandos.

Por otra parte, para suelos rígidos no se observa correlación entre las mediciones H/V (Tipo D) con la profundidad del basamento rocoso. Además, el daño estructural observado se produce tanto en sectores más profundos del basamento rocoso, por ejemplo Ñuñoa, como en sectores menos profundos, por ejemplo Independencia.

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 de Geólogo, 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
- Konno, K. and Ohmachi, T. (1998). Ground-motion characteristics estimated from spectral ratio between horizontal and vertical components of microtremor. *Bulletin of the Seismological Society of America* 88(1), 228-241
- 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
- Massone, L. y Rojas, F. (2012). Comportamiento de edificios de hormigón armado. En *Mw = 8.8 Terremoto en Chile. 27 de febrero 2010*. Universidad de Chile
- 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
- Nakamura, Y. (2008). On the H/V spectrum. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China
- Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *Quarterly Reports of the Railway Technical Research Institute* 30(1), 25-33

- Pastén, C. (2007). *Respuesta sísmica de la cuenca de Santiago*. Tesis de Magíster, Universidad de Chile
- Presidencia de la República (2013). *La reconstrucción de Chile*. Colección Memoria Presidencial. Santiago, Chile
- Rauld, R. (2002). *Análisis morfoestructural del frente cordillerano Santiago Oriente, entre el río Mapocho y quebrada de Macul*. Memoria de título de Geólogo, 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
- SESAME (2004). Site effects assesment using ambient excitations. Report on Simulation for real sites. European Commission – Research General Directorate
- Valenzuela, G. (1978). Suelo de fundación de Santiago. Instituto de Investigaciones Geológicas. Boletín N°33
- Vergara, L. (2015). *Relación entre las propiedades geológicas y geotécnicas de la cuenca de Santiago y los daños observados en el terremoto del 27 de Febrero del 2010*. Tesis de Magíster, Universidad de Chile
- Vergara, L. y Verdugo, R. (2014). Condiciones geológicas-geotécnicas de la cuenca de Santiago y distribución de daños del terremoto del 27F. *VIII Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica*, SOCHIGE, Santiago
- Wall, R., Sellés, D. y Gana, P. (1999). Área Tiltit-Santiago, Región Metropolitana. Servicio Nacional de Geología y Minería. Mapas Geológicos N°11



Modelamiento numérico de la formación e inestabilidad de bloques alrededor del túnel Monte Seco excavado en un macizo rocoso discontinuo

Numerical modelling of the formation and instability of blocks around the Monte Seco tunnel excavated in a discontinuous rock mass

Fecha de entrega: 7 de diciembre 2016

Fecha de aceptación: 10 de abril 2017

Sergio Villalobos^{1,2}, Pedro Cacciari¹ y Marcos Futai¹

¹ Departamento de Ingeniería Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Av. Prof. Luciano Gualberto, travessa 3 N°380, Cidade Universitária, SP, São Paulo, Brasil, svillalobos.ic@gmail.com, ppazzoto@gmail.com, futai@usp.br

² OITEC Geotecnia Ltda., Avenida Arturo Prat 199 A - Oficina 702 - Concepción, svillalobos@oitec.cl

El análisis geotécnico de túneles en ambientes geo-estructurales complejos requiere un entendimiento avanzado del efecto de las estructuras interbloque sobre el comportamiento del macizo rocoso, tales como sistemas de juntas y fracturas, planos de estratificación y foliación, entre otros tipos de discontinuidades. La aproximación convencional para el análisis geotécnico preliminar de túneles se basa en la representación de un sistema continuo-equivalente del macizo rocoso, es decir, sin considerar explícitamente los sistemas de discontinuidades sistemáticas. Sin embargo, para obtener resultados más cercanos a la realidad del comportamiento esperado del macizo rocoso, los datos geo-estructurales deben ser incluidos desde la etapa inicial de modelamiento numérico para el análisis geotécnico. El túnel Monte Seco en Brasil, es usado como caso de estudio para analizar las implicaciones de la inclusión de sistemas de discontinuidades, así como la degradación de las propiedades mecánicas en la estabilidad de excavaciones subterráneas. Basándose en la valiosa información de ingeniería geológica del proyecto TUNELCON, se desarrollaron modelos numéricos, en los cuales se generaron sistemas de DFN bi-dimensionales. El caso estudiado demuestra la importancia de considerar en detalle los datos geo-estructurales en modelos numéricos desde las etapas iniciales de proyecto, logrando con esto resultados que se asemejan de mejor forma al comportamiento real que tienen las excavaciones durante las etapas de construcción y operación.

Palabras clave: túnel en roca, bloque/cuña, sistemas de fracturas, plano de foliación, FEM, DFN

Geotechnical analysis of tunnels in complex geo-structural environments requires an advanced understanding of the inter-block structure effect on rock mass behaviour, such as joints and fractures systems, bedding and foliation planes, among other discontinuity types. The conventional approach for preliminary geotechnical analysis of tunnels is based on a continuous-equivalent system representation of rock mass, i.e. without explicit consideration of systematic discontinuity systems. However, to obtain a closer to reality results of the rock mass expected behaviour, geo-structural data should be included from the initial stage of numerical modelling for geotechnical analysis. The Monte Seco tunnel in Brazil, is used as a case study to analyze the implications of the discontinuity systems inclusion and degradation of mechanical properties, on the underground excavations stability. Based on the valuable geological engineering information from the TUNELCON project, numerical models with two-dimensional DFN systems were developed. The case study demonstrates the importance of considering in detail the geo-structural data in numerical models from early stages of the project, thus achieving results that resemble in a better way to the actual behaviour that have the excavations during the construction and operation stages.

Keywords: tunnel in rock, block/wedge, fracture systems, foliation plane, FEM, DFN

Introducción

La construcción de mallas de sistemas de discontinuidades geológicamente realistas para el análisis y diseño geotécnico de excavaciones subterráneas está ganando terreno sobre las técnicas convencionales de considerar

materiales continuo-equivalentes y sistemas de clasificaciones geomecánicas empíricos. Actualmente, las mallas de fracturas discretas DFNs (*Discrete Fracture Networks*) es la técnica mayormente usada, la cual ofrece la oportunidad de maximizar el uso de datos geo-

estructurales recolectados por mapeo geotécnico manual y/o técnicas de muestreo remoto, como fotogrametría digital y escáner láser, *i.e.*, LiDAR o TLS (Elmo *et al.*, 2014). Cacciari y Futai (2015, 2016a, 2016b) han presentado una metodología para simulaciones numéricas tridimensionales de túneles excavados en macizos rocosos discontinuos, basándose en la técnica de escaneo láser terrestre TLS (*Terrestrial Laser Scanning*) y generación de DFNs. Estos autores han discutido varios aspectos relacionados con el mapeo de discontinuidades mediante TLS, análisis de discontinuidades por métodos de muestreo en ventanas y modelamiento numérico de DFNs.

La construcción de proyectos de excavaciones subterráneas, tales como túneles, cavernas y piques, a menudo son desarrollados en macizos rocosos con sistemas de discontinuidades como fallas, planos de estratificación y foliación, diaclasas y fracturas. Estos sistemas de discontinuidades inducen la formación e inestabilidad de bloques y cuñas de rocas durante las etapas de ejecución y operación de las obras. Los sistemas de discontinuidades usualmente ocurren en forma de conjuntos o *sets*, los cuales pueden ser descritos geoméricamente por su orientación, longitud de traza y espaciamiento. La baja y/o algunas veces nula resistencia al corte de los sistemas de discontinuidades, los altos niveles de esfuerzos *in situ*, así como las condiciones de pérdida de confinamiento debido a la ejecución de las excavaciones, inducen distintos modos de falla de los bloques/cuñas de roca formados por la intersección de dos o más sistemas de discontinuidades, tales como deslizamiento, volcamiento, y caída dentro de la excavación. Es importante señalar que, bajo algunas condiciones, los sistemas de discontinuidades pueden llevar a grandes desastres para la construcción de proyectos subterráneos.

Para estudiar el efecto de la inclusión de los datos geoestructurales sobre la estabilidad de excavaciones subterráneas desarrolladas en macizos rocosos discontinuos, un tramo del túnel laboratorio Monte Seco perteneciente a la Compañía Minera VALE S.A., localizado en el Estado de Espirito Santo al Sur-Este de Brasil, es simulado mediante modelos numéricos simples considerando un medio elasto-plástico semi-discontinuo. Las simulaciones numéricas fueron realizadas con el software comercial FEM RS2 (2015). Para el material tipo

elasto-plástico fue considerado el criterio de resistencia de Hoek-Brown generalizado (Hoek *et al.*, 2002). Este criterio ha sido adaptado de acuerdo con la metodología descrita por Diederichs (2007), donde los parámetros de resistencia máxima y residual son seleccionados de tal forma que ocurra un comportamiento de *strain-softening* en el perímetro cercano a la excavación, mientras el confinamiento aumenta. La modelación semi-discontinua, que considera explícitamente los sistemas de discontinuidades del macizo rocoso, fue implementada mediante el método de generación de discontinuidades paralelo determinístico (RS2, 2015). Esto se hizo importando directamente los parámetros de entrada, correspondientes en este caso a mediciones con TLS de los sistemas de discontinuidades. De esta forma, se crean planos únicos de discontinuidades definidos por sus características geométricas específicas (orientación principal, longitud de traza y espaciamiento), los cuales generan una malla bi-dimensional de sistemas de discontinuidades.

Son analizados los resultados obtenidos para los modelos elasto-plásticos semi-discontinuos de un tramo del túnel Monte Seco. Los resultados demuestran y destacan el efecto significativo de la modelación explícita de sistemas de discontinuidades de roca sobre los patrones de esfuerzo-deformación alrededor del túnel estudiado, pudiendo visualizar cuantitativamente los efectos sobre la concentración y relajación de esfuerzos, zonas de fluencia, formación de bloques/cuñas y trayectorias de desplazamientos. Además, los resultados son comparados con mediciones de sobre-excavaciones realizadas con TLS, donde se logra obtener una buena similitud con las observaciones de terreno.

Túnel laboratorio Monte Seco

En Brasil varios túneles antiguos (desde la década de 1950) del sistema de carreteras y ferrocarril fueron construidos en macizos rocosos de muy buena calidad geotécnica sin ningún sistema de refuerzo y soporte. Hoy en día, algunos de estos túneles han presentado problemas localizados de caídas de bloques de roca asociados principalmente con la distribución de sistemas de discontinuidades y procesos de degradación puntual de los parámetros geotécnicos asociados.

El túnel Monte Seco es una antigua obra subterránea lineal

construida para el ferrocarril Vitória – Minas en el Estado de Espírito Santo al Sur-Este de Brasil (ver Figura 1), perteneciente a la Compañía Minera VALE S.A. Este túnel ha requerido de investigaciones geológicas y geotécnicas para proporcionar parámetros geomecánicos y evaluaciones de estabilidad del mismo (Cacciari y Futai, 2016b).

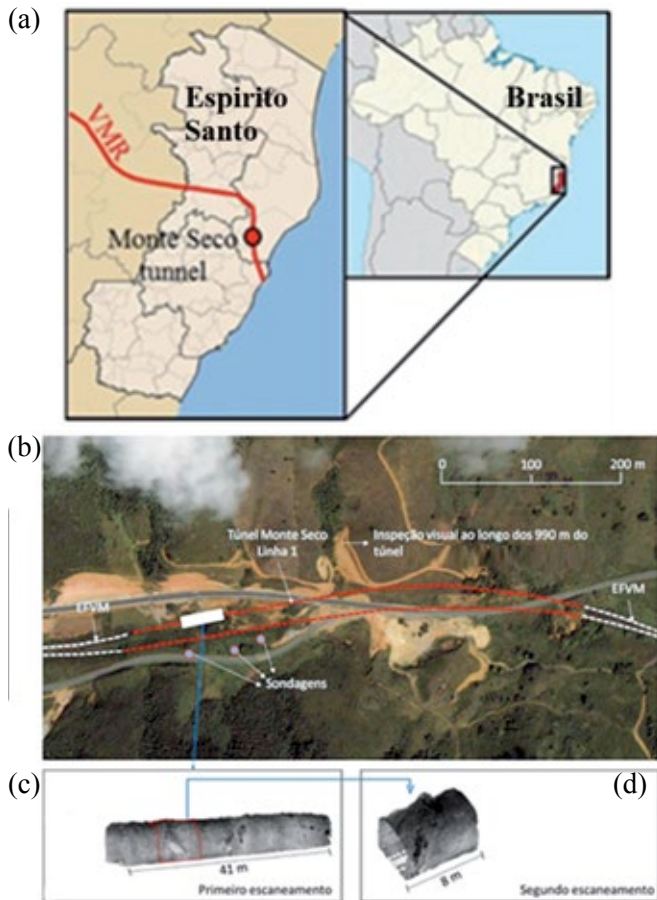


Figura 1: a) Localización túnel Monte Seco, b) fotografía satelital del trazado del túnel Monte Seco (Google Earth), c) nube de puntos del primer TLS, indicando la longitud de 8 m considerada para el segundo TLS y d) nube de puntos del segundo TLS (Cacciari, 2014).

Considerando el problema anterior, un proyecto de colaboración entre la Escuela Politécnica de la Universidad de São Paulo y VALE S.A., fue iniciado para proponer una metodología de estudio del estado actual de estos túneles (Proyecto TUNELCON). De esta forma, el túnel laboratorio Monte Seco se ha transformado en una fuente de información geomecánica de gran valor para estudiar la estabilidad de obras subterráneas construidas en macizos rocosos discontinuos. A continuación, se presentan las principales características y propiedades consideradas para este trabajo.

Ingeniería geológica Geología regional y local

El túnel Monte Seco está localizado en la Provincia de Mantiqueira, construido en un macizo rocoso conformado por un Paragneis (metamorfismo de rocas sedimentarias), con textura milonítica, compuesto por bandas félsicas (con predominancia de cuarzo y feldespato) y máficas (con predominancia de biotita y anfibolita), con foliación pronunciada, principalmente por la orientación de micas. Además, en varias porciones del interior del túnel, así como en afloramientos de roca externos, fueron observados bolsones de Granito insertos en el Paragneis, con diámetros entre 1 y 3 m, con contacto abrupto, sin presencia de foliación y con textura pegmatítica. La Figura 2 muestra el mapa geológico de la Provincia de Mantiqueira destacando la posición del complejo Araçuaí e Ribeira (región de estudio). Además, son mostradas dos fotografías correspondientes a las litologías presentes en la ubicación del túnel estudiado.

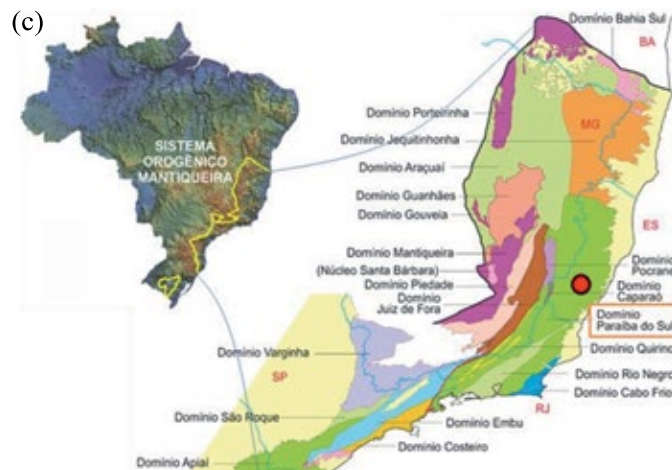
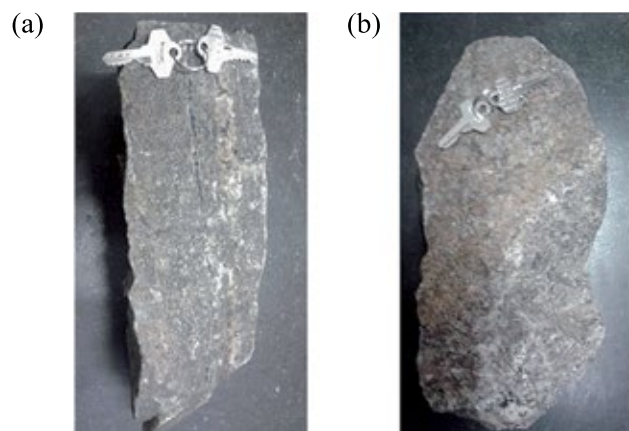


Figura 2: a) Paragneis, b) Granito c) Mapa geológico de la Provincia de Mantiqueira destacando la posición del complejo Araçuaí e Ribeira (Cacciari, 2014; Hasui *et al.*, 2012; Monticelli *et al.*, 2014)

Mapeo y caracterización de los sistemas de discontinuidades

Cacciari y Futai (2015, 2016a,b) han caracterizado geotécnicamente los sistemas de discontinuidades usando la técnica remota de escáner láser tridimensional TLS para generar las nubes de puntos mostradas en la Figura 3a. Ellos también han utilizado el software *PolyWorks* para realizar el mapeo de discontinuidades. La metodología empleada puede ser resumida en los siguientes pasos:

I – Mapeo completo de discontinuidades en las nubes de puntos TLS midiendo todas las posiciones, longitudes de traza y orientaciones de cada conjunto de discontinuidades.

II – Análisis de discontinuidades para determinar las funciones de densidad de probabilidad PDF de los diámetros y orientaciones de cada conjunto de discontinuidades.

III – Cálculo del parámetro de intensidad volumétrica P_{32} de cada conjunto de discontinuidades. Este último parámetro es utilizado para generar mallas de DFN-DEM tridimensionales. En el presente trabajo no es estudiado el efecto de este parámetro.

El mapeo de los sistemas de discontinuidades en la nube de puntos TLS consiste básicamente en la interpretación de las discontinuidades presentes en la superficie de roca del túnel tales como losa, paredes y techo, y hacer sus respectivas mediciones. La orientación es medida mediante la selección de puntos co-planares a las áreas expuestas de las discontinuidades y extrayendo el vector normal al plano ajustado para estos puntos. A continuación, los vectores normales medidos son convertidos a la notación geo-estructural. Las trazas son la intersección entre las discontinuidades y la superficie de roca expuesta dentro del túnel. Las longitudes de traza son medidas tomando la distancia entre los puntos finales de las polilíneas ajustadas en estas trazas. Las Figuras 3b,c muestran ejemplos de las mediciones de longitudes de traza y orientación de discontinuidades en la nube de puntos.

Datos geo-estructurales

El túnel laboratorio Monte Seco fue construido en un macizo rocoso de Gneis, donde fueron identificados y caracterizados cuatro sistemas de discontinuidades durante la inspección in situ. Dos sistemas de fracturas por corte F1 y F2, un sistema de diaclasamiento laminar F3, y un sistema de foliación Sn. Estos sistemas de discontinuidades fueron mapeados en detalle con las imágenes TLS. La Figura 4a

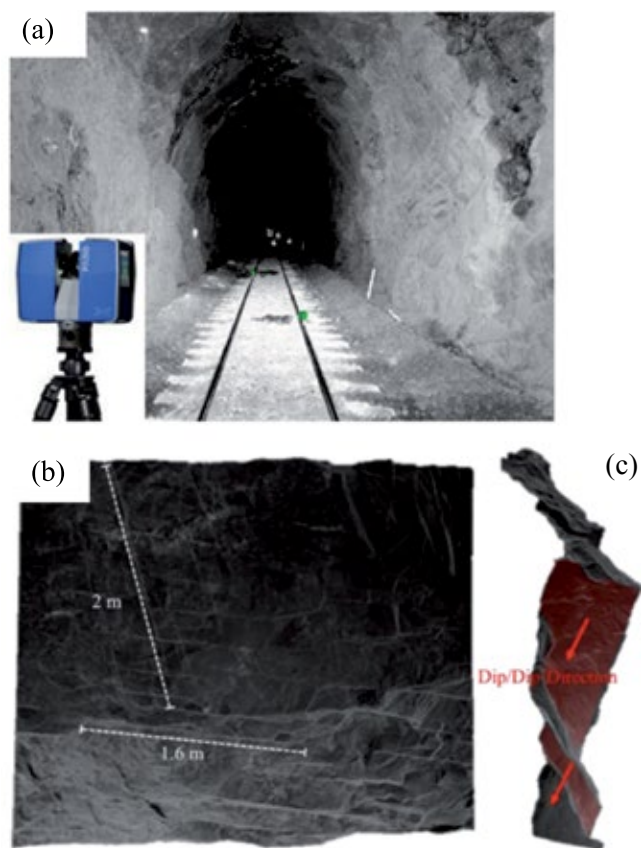


Figura 3: a) Láser escáner modelo Faro Focus 3D y un ejemplo de la imagen TLS del túnel Monte Seco (nube de puntos) generada por este instrumento, b) medición de longitudes de traza y c) medición de orientación (Cacciari y Futai, 2016b)

muestra las mediciones de orientación en las imágenes TLS con la identificación de cada uno de estos sistemas y el eje del túnel.

En la mayoría de los casos encontrados en la literatura técnica, las longitudes de traza son descritas mediante distribuciones log-normal, gamma o exponencial (McMahon, 1974; Call *et al.*, 1976; Baecher *et al.*, 1977; Priest y Hudson, 1981; Kulatilake y Wu, 1984; Villaescusa y Brown, 1992; Zhang y Einstein, 2000). Todas las longitudes de traza de los sistemas F1, F2 y F3 mapeados en las imágenes TLS del túnel fueron analizados por tests estadísticos para encontrar la forma de la distribución que mejor se ajusta (Cacciari y Futai, 2016b). La Figura 4b muestra la distribución mejor ajustada para cada sistema de discontinuidad (log-normal en todos los casos). El sistema de foliación es considerado persistente en la escala del túnel, por lo tanto, sus trazas no fueron analizadas de forma estadística.

Para el presente trabajo se considera una sección de túnel de 8 m de longitud, donde particularmente el sistema F3 no

fue encontrado (Cacciari y Futai, 2016a,b). Los datos geo-estructurales considerados para el presente análisis están sumariados en la Tabla 1.

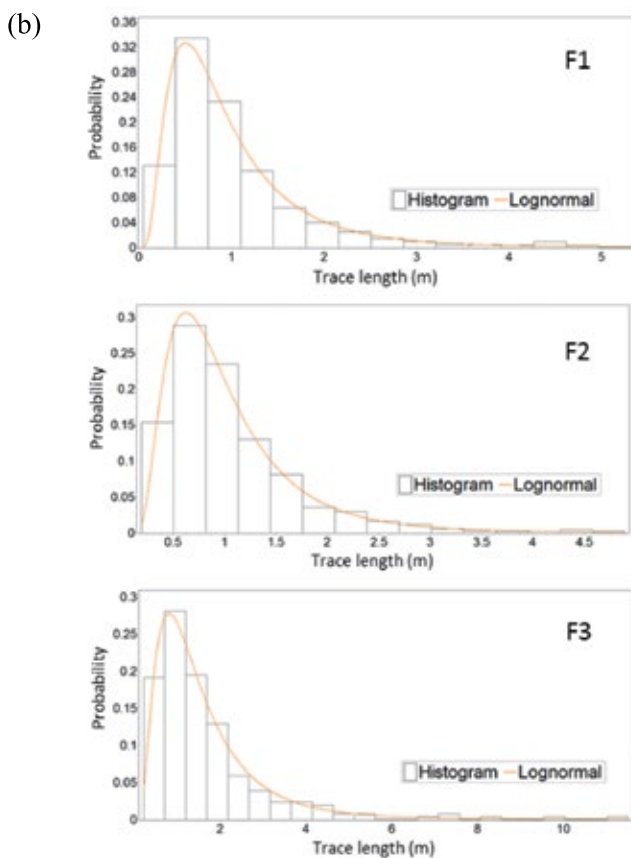
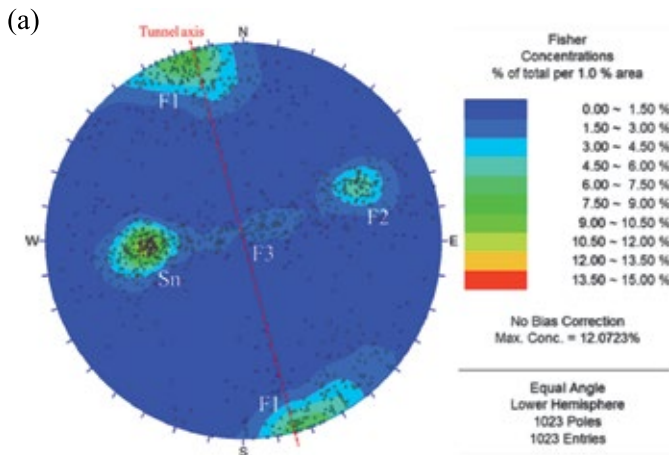


Figura 4: a) Red estereográfica de los datos geo-estructurales (polos) medidos con imágenes TLS y b) ajuste de distribuciones log-normal para los datos de longitud de traza de los sistemas F1, F2 y F3 (Cacciari y Futai, 2016 b)

Ensayos de laboratorio

Siguiendo las recomendaciones indicadas por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas ISRM (Bieniawski y Bernede, 1979; Ulusay, 2015), ensayos de compresión simple

Tabla 1: Datos geo-estructurales utilizados para la generación de DFN bi-dimensional (Cacciari y Futai, 2015, 2016a)

Sistema	F1	F2	Sn
Dip, °	69	64	54
Dip direction, °	166	242	80
K (Fisher)	32.8	251.3	78.9
St. Dev. °	15.2	5.5	9.8
Espaciamiento, m	0.48	0.32	0.5
Long. de traza, m	3.67	3.91	Infinita

UCS fueron realizados considerando tres orientaciones del sistema de foliación según se muestra en las Figuras 5a,b y c. Además, se efectuó la medición de deformaciones axial y radial utilizando *strain gauges* instalados en los cuerpos de prueba. Con lo anterior se logró obtener la resistencia a la compresión no confinada σ_{ci} y los parámetros elásticos, módulo de elasticidad E_i y coeficiente de Poisson ν de la roca intacta (Ito, 2016). Estos parámetros son utilizados posteriormente en la modelación numérica.

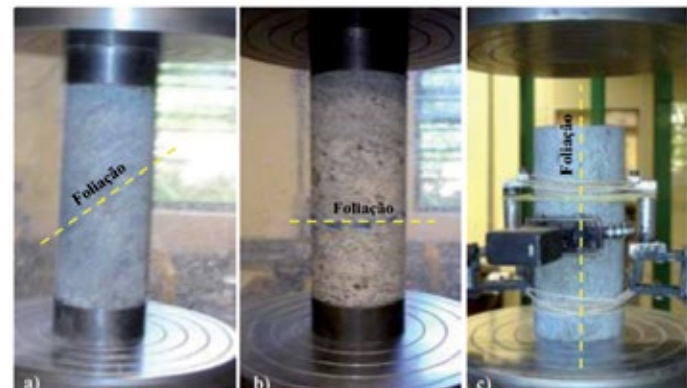


Figura 5: Probetas de roca de ensayos UCS: a) con plano de foliación inclinado a 35°, b) con plano de foliación horizontal y c) con plano de foliación vertical (Ito, 2016)

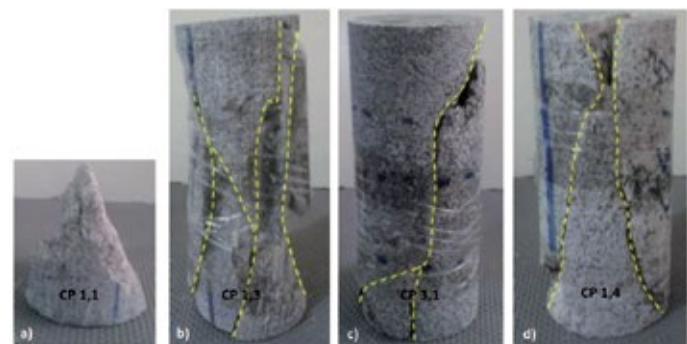


Figura 6: Modos de falla: a) falla violenta sin recuperación, b) falla en varios planos con recuperación, c) falla a lo largo de un plano con recuperación y d) falla a lo largo de dos planos con recuperación (Ito, 2016)

Las Figuras 6a,b,c y d muestran los principales tipos de falla observados en los ensayos de compresión no confinada. Los modos de falla tipo a) y b) fueron característicos para los cuerpos de prueba más íntegros por inspección visual (sin alteración visible). Los modos de falla c) y d) fueron característicos para los cuerpos de prueba que presentaban cierto grado de alteración en la roca, decoloración y/o disminución de brillo vítreo (Ito, 2016).

La Tabla 2 presenta un resumen de los resultados obtenidos para los ensayos de compresión no confinada. Notar que no se aprecia una influencia significativa de la orientación del sistema de foliación del Gneis sobre la resistencia a la compresión no confinada. Sin embargo, una fuerte reducción fue apreciada en la resistencia (cerca al 50%) de cuerpos de prueba con presencia de minerales alterados o grietas.

Tabla 2: Resultados ensayos de compresión no confinada (Ito, 2016)

Ensayo $\alpha, ^\circ$	CP	$\sigma_{ci(\text{medio})}$ MPa	$E_{i(\text{medio})}$ GPa	$\nu_{\text{medio}} (-)$
0	Gneis	121	51	0.394
35	Gneis	159	80	0.241
90	Gneis	139	67	0.181

Además, para determinar los parámetros geotécnicos de los sistemas de discontinuidades (JCS , JRC , ϕ_r , K_N y K_S) se han realizado una serie de distintos ensayos sobre cuerpos de prueba: tracción directa e indirecta, *tilt test* y esclerómetro (Barrios, 2014; Ito, 2016; Monticelli, 2014). Actualmente, se continúa haciendo ensayos de tracción directa sobre los planos de foliación y ensayos de corte directo con rigidez normal constante sobre planos de fractura. Los resultados de estos ensayos están siendo analizados para la calibración de futuros modelos numéricos de estudio.

Para los tres sistemas de discontinuidades (F1, F2 y Sn), fue considerado el criterio de falla de Barton-Bandis (Bandis *et al.*, 1981; Barton *et al.*, 1985). La Tabla 3 presenta un resumen de los parámetros geotécnicos correspondientes a cada sistema de discontinuidades.

Degradación de los planos de discontinuidad

Un aspecto muy importante e influyente dentro de esta investigación es la degradación que han experimentado los

Tabla 3: Parámetros geotécnicos de los sistemas de discontinuidades (Barrios, 2014; Cacciari, 2014; Ito, 2016; Monticelli, 2014)

Parámetro (situación)	F1 y F2			Sn		
	Inicial	Media	Final	Inicial	Media	Final
JCS , MPa	80	120	140	120	120	140
JRC	9	10	13	8	8	10.5
$\phi_r, ^\circ$	23	25	29	24	30	30
K_N , MPa/m	3500			2800		
K_S , MPa/m	350			280		

distintos planos de discontinuidad con el pasar del tiempo. Monticelli (2014) realizó la caracterización de los procesos de alteración del macizo rocoso del túnel Monte Seco, concluyendo que el tipo de intemperismo es de tipo químico de intensidad moderada a fuerte, presentando un fuerte control estructural relacionado a la presencia de sistemas de fracturas y foliación. La foliación intensifica el proceso de alteración de la matriz rocosa de los bloques formados alrededor del túnel, facilitando la percolación de agua a través de las fisuras inter y trans minerales formadas en los planos alterados (ver Figura 7). Tanto en la matriz rocosa, como en los planos de discontinuidad los distintos grados de alteración presentan característica micro morfológicas (fisuras y poros) relacionadas a un proceso de expansión-contracción de la mineralogía secundaria conformada por agregados de Pirita, Clorita y Esmectita, siendo esta última confirmada en los ensayos de difracción de rayos X. La Figura 7 muestra la fotomicrografía de una fractura con alteración tipo A2 (medianamente alterado). En estas imágenes se puede observar el proceso de alteración controlado por las fisuras inter minerales conectadas a lo largo de la foliación. Notar que las fisuras trans minerales son bastante expresivas y paralelas al plano de fractura, y ocurren sin y con relleno de Óxidos de Hierro Clorita.

Las correlaciones entre los ensayos de porosidad aparente, esclerómetro y resistencia a la compresión no confinada permitieron realizar una estimativa de la degradación de los parámetros de resistencia a la compresión de las discontinuidades JCS y el ángulo de fricción residual ϕ_r , considerados en la metodología de Barton y Choubey (1977). Esto es representado de una forma simple en los datos indicados en la Tabla 3.

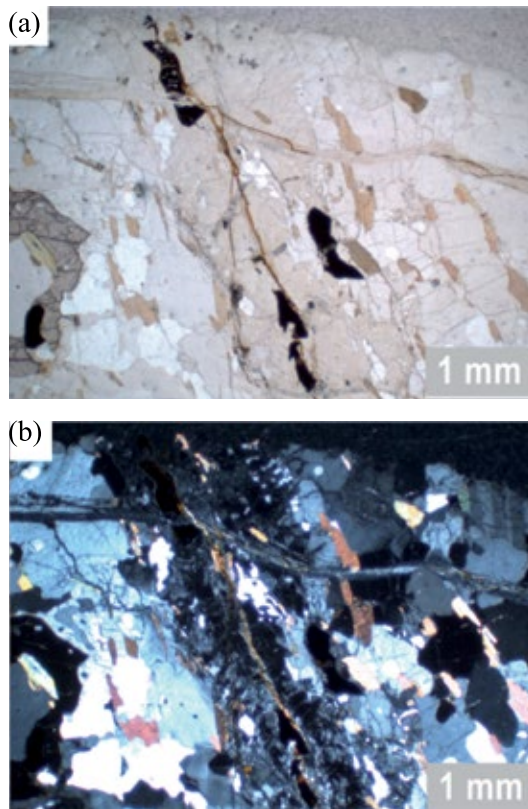


Figura 7: Fotomicrografía de un sistema de fractura con alteración tipo A2: Plano de foliación Gnéisica (sub-vertical) interceptado por un plano de fractura horizontal, a) filtro de luz paralelo a la superficie de roca y b) filtro de luz perpendicular o cruzado a la superficie de roca

Detalles de la simulación numérica

Basándose en la información geológica y geotécnica descrita anteriormente, fueron desarrollados modelos numéricos elasto-plásticos semi-discontinuos en un software comercial de elementos finitos. A continuación, se describe la metodología.

Geometría y condiciones de borde

La simulación numérica de túneles excavados en macizos rocosos es una herramienta bastante útil que permite estimar diversos parámetros como trayectoria de esfuerzos y deformaciones, zonas de fluencia, etc., bajo distintas condiciones geométricas y de contorno impuestas. En este trabajo es utilizado el software FEM RS2 (2015) para modelar la influencia de los sistemas de discontinuidades sobre la formación e inestabilidad de bloques en el contorno del túnel Monte Seco.

La geometría del túnel está definida con forma de herradura con diámetro medio igual a 6.25 m como se muestra en la

Figura 8. El estado de esfuerzo vertical in situ fue estimado considerando la columna litológica sobre el techo del túnel, y con una razón de esfuerzos $K_0 = 1.5$. Debido a que el principal objetivo de este trabajo es observar el comportamiento del macizo rocoso alrededor del túnel, los bordes del modelo han sido restringidos en dirección horizontal y vertical. El tipo de malla de elementos finitos usada fue triangular con 6 nodos, considerando una mayor densidad de elementos cerca de la excavación.

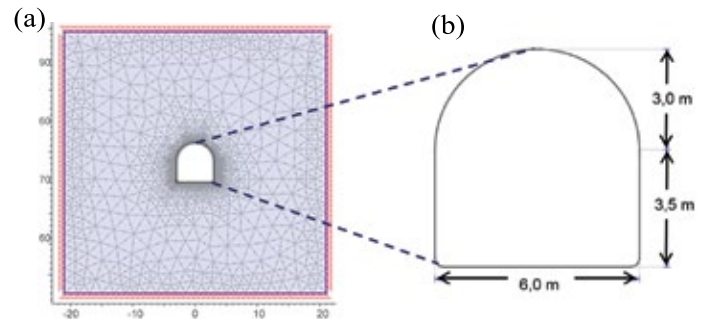


Figura 8: a) Mallado, geometría y condiciones de borde y b) sección regular tipo herradura

Material elasto-plástico

Para el modelo con material continuo-equivalente fue considerado el criterio de resistencia de Hoek y Brown generalizado (Hoek *et al.*, 2002). Este modelo ha sido adaptado de acuerdo con la metodología descrita por Diederichs (2007), donde los parámetros de resistencia máxima y residual son seleccionados tal que ocurra un comportamiento de *strain-softening* en el perímetro cercano a la excavación, mientras el confinamiento aumenta.

Generación de DFN bi-dimensionales

El análisis numérico semi-discontinuo fue realizado considerando explícitamente los datos geo-estructurales para estudiar la formación e inestabilidad de bloques de roca alrededor del túnel. Como se indicó anteriormente, el macizo rocoso fue modelado como un material de tipo elasto-plástico interceptado por sistemas de discontinuidades geológicas, utilizando los parámetros indicados en la Tabla 1. De esta forma, se puede prever el tipo de fallas principales controladas por los sistemas de discontinuidades. El modelo numérico semi-discontinuo proporciona una herramienta de análisis que permite que los bloques formados se deslicen a lo largo de los sistemas de discontinuidad.

El método utilizado para la generación de DFN bi-dimensionales permite definir una malla de sistemas de discontinuidades paralelos con ajuste de espaciamiento y orientación (Figura 9). De esta forma, la orientación, el espaciamiento y la longitud de traza de los sistemas de fracturas y planos de foliación son asumidos constantes, es decir, sin variación estadística. Esta es una aproximación simple para incorporar explícitamente los datos geoestructurales en el análisis geotécnico de túneles excavados en macizos rocosos discontinuos, la cual optimiza el tiempo requerido para las etapas de diseño preliminar, pudiendo obtener resultados que se asimilan de mejor forma a la realidad. Cabe señalar que esta simplificación no afecta los resultados obtenidos.

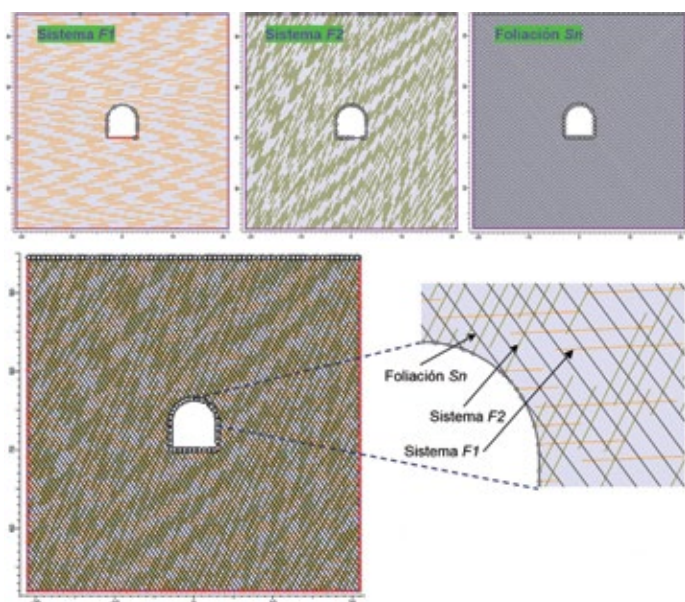


Figura 9: Geometría bi-dimensional de las mallas generadas para cada sistema de discontinuidades usando el método paralelo determinístico

Análisis de resultados

A continuación, son presentados los resultados de los análisis numéricos utilizando modelos semi-discontinuos del tramo de túnel indicado en la Figura 1c. Es importante indicar que este análisis de sensibilidad tiene el objetivo de definir preliminarmente, no definitivo, el estado de la estabilidad del túnel, debido a que aún se están generando datos geotécnicos importantes para el análisis final. Sin embargo, actualmente es posible verificar los patrones de falla definidos por la intersección de dos o más sistemas de discontinuidades, y la influencia de los datos geoestructurales en el modelo numérico. La Figura 10 muestra

la variación de la distribución del estado de esfuerzo principal mayor, extensión de la zona de fluencia y la Figura 11 muestra la distribución de desplazamientos totales en el perímetro del túnel para tres escenarios distintos, los cuales simulan la degradación/disminución de propiedades. En este trabajo, el foco de análisis considera la fluencia de los sistemas de discontinuidades, los que inducen la formación e inestabilidad de bloques/ cuñas de roca en el contorno de la excavación.

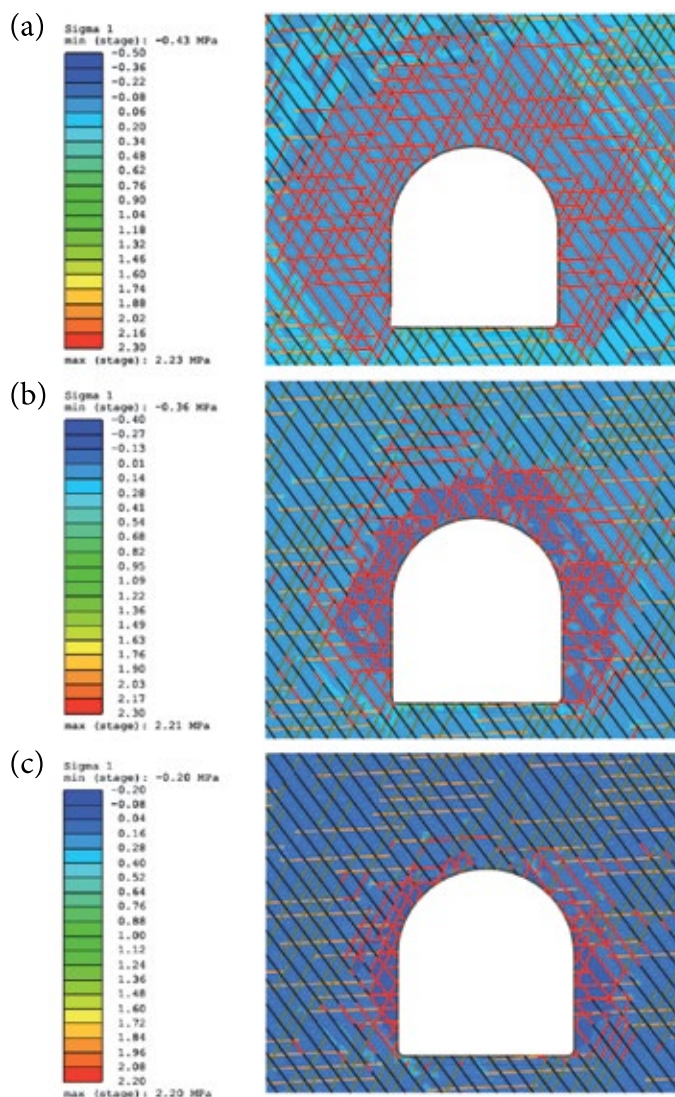


Figura 10: Variación del estado de esfuerzo principal mayor y extensión de la zona de fluencia, a) situación inicial, b) situación intermedia y c) situación final

Esfuerzo principal, zona de fluencia y trayectoria de desplazamientos

La zona perturbada alrededor del perímetro del túnel es la región donde el estado original de esfuerzos in situ del

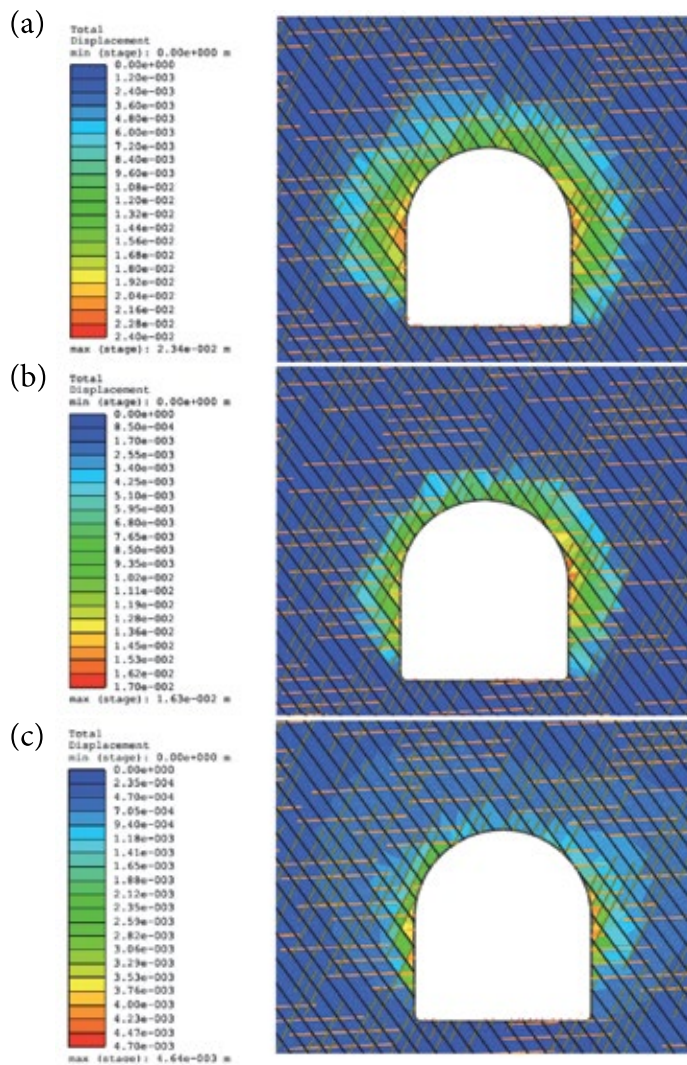


Figura 11: Variación de los desplazamientos totales y extensión de la zona de fluencia, a) situación inicial, b) situación intermedia y c) situación final

macizo rocoso ha sido afectado debido a la ejecución de la excavación. Esta es la zona donde normalmente los bloques/cuñas de roca tienen desplazamientos importantes y los esfuerzos tangenciales muestran un mayor aumento. De esta forma, los desplazamientos y esfuerzos son los factores que controlan la estabilidad del túnel.

Con el objetivo de simular la degradación de parámetros geotécnicos en el tiempo, las Figuras 10 y 11 muestran los resultados de tres situaciones (ver Tabla 3) que van desde el escenario más desfavorable (situación inicial), donde los parámetros mecánicos que definen la resistencia de los sistemas de discontinuidades han considerado los valores mínimos obtenidos en ensayos de laboratorio, hasta las situaciones intermedia y final.

La Figura 10a muestra una zona de fluencia con extensión media igual a 4.72 m, que es un valor cercano al diámetro medio del túnel. Para este escenario los valores del esfuerzo principal mayor son muy bajos (entre 0.1 y 0.05 MPa, llegando hasta valores negativos). Además, la Figura 11a muestra valores de desplazamientos totales altos, lo cual representa que todo el contorno del túnel se está desplazando entre 18 a 24 cm. Con lo anterior, se tiene que la totalidad de los bloques y cuñas formados en las paredes y techo del túnel son inestables. Es importante señalar que esta situación no ha sido observada en terreno.

Por otro lado, la extensión media de la zona de fluencia para la situación intermedia fue igual a 2.2 m (Figura 10b). Similar a lo comentado para la situación inicial, los resultados obtenidos para esta situación representan un escenario poco probable, con valores muy bajos de esfuerzo principal mayor (cerca de 0.15 MPa) y desplazamientos totales muy altos aún (5 a 17 cm, ver Figura 11b), en una extensión mayor a 2 m en todo el contorno de la excavación, lo cual tampoco ha sido observado en terreno.

Los resultados de la situación final, con una extensión de la zona de fluencia menor a 1.5 m, muestran una buena similitud con lo observado en terreno (Figuras 10c y 11c). Para este escenario se observan deslizamientos de bloques con ápices máximos cercanos a 1.5 m en la pared Este (pared derecha de las Figuras 11c, y 12a,b), lo cual se asemeja de muy buena forma con las mediciones realizadas dentro del túnel. Estos resultados son similares a lo observado en la Figura 12, donde se muestran cuatro perfiles de sobre-excavación del túnel Monte Seco, los cuales fueron medidos con TLS. Las mediciones de sobre-excavación realizadas demuestran que el tipo de falla comúnmente ocurrida dentro del túnel ha sido el deslizamiento de bloques con ápices inferiores a 1.5 m en la pared Este. También han sido observadas fallas localizadas en la pared Oeste con ápices entre 0.9 y 1.25 m.

Conclusiones

En el presente estudio se analiza el efecto de la inclusión de los datos geo-estructurales sobre la estabilidad de un tramo del túnel Monte Seco, utilizando información geológica y geotécnica. Para ello se emplean modelos numéricos del software FEM RS2 (2015), considerando un medio elasto-plástico semi-discontinuo. Los resultados de la modelación

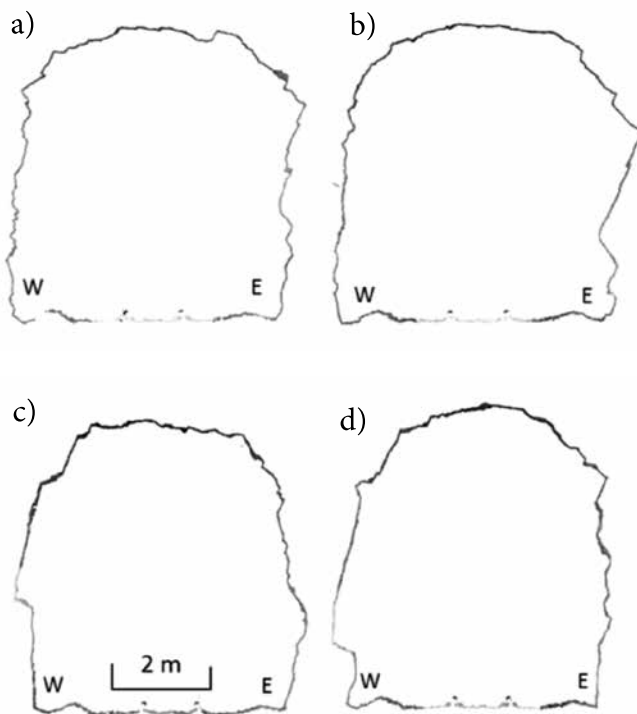


Figura 12: Perfiles de sobre-excavación medidos con TLS para el tramo de túnel estudiado (Cacciari, 2014)

numérica muestran una buena similitud con las mediciones de perfiles de sobre-excavación del túnel efectuadas con TLS. Con esto se logra verificar preliminarmente que la zona de fluencia del túnel tiene una extensión cercana a 1.5 m, demostrando que el tipo de falla comúnmente ocurrida es el deslizamiento de bloques con ápices inferiores a 1.5 m en la pared Este y fallas localizadas en la pared Oeste con ápices entre 0.9 y 1.25 m. Finalmente, se tiene que mientras aumenta la degradación (disminución) de los parámetros mecánicos que definen la resistencia de los sistemas de discontinuidades, mayor va a ser la zona de fluencia en el perímetro de la excavación. Aun cuando este problema (parámetros mecánicos de los sistemas de discontinuidades) continúa siendo estudiado para el túnel Monte Seco, con los resultados del modelo numérico semi-discontinuo se pueden corroborar preliminarmente los patrones de falla observados en terreno.

Agradecimientos

Los autores agradecen a la Compañía VALE S.A. por el apoyo logístico y financiero del proyecto. El primer autor agradece a CONICYT Chile (Corporación Nacional de Investigación, Ciencia y Tecnología) por la beca otorgada para estudios de postgrado en el extranjero. Los co-autores

agradecen a CNPq (Consejo Nacional de Desarrollo Tecnológico y Científico) por el apoyo financiero otorgado.

Referencias

- Baecher, G.B., Lanney, N.A. and Einstein, H.H. (1977). Statistical description of rock properties sampling. *18th US Symposium on Rock Mechanics*
- Bandis, S., Lumsden, A.C. and Barton, N.R. (1981). Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 18(1), 1-21
- Barrios, B. (2014). *Caracterização da rugosidade*. Relatório de Iniciação Científica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
- Barton, N., Bandis, S. and Bakhter, K. (1985). Strength, deformation and conductivity of rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 22(3), 121-140
- Barton, N. and Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics & Rock Engineering* 10(1), 1-54
- Bieniawski, Z.T. and Bernede, M.J. (1979). Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstracts* 16(2), 138-140
- Cacciari, P. (2014). *Estudo de um túnel em maciço rochoso fraturado por investigação geológico – geotécnica e análise pelo método dos elementos distintos*. Tesis MSc, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
- Cacciari, P. and Futai, M. (2015). Modelling a railway rock tunnel using terrestrial laser scanning and the distinct element method. *South American Rock Mechanics Symposium, ISRM Specialized Conference*, Buenos Aires, Argentina, 101-108
- Cacciari, P. and Futai, M. (2016a). Mapping and characterization of rock discontinuities in a tunnel using 3D terrestrial laser scanning. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 75(1), 223-237
- Cacciari, P. and Futai, M. (2016b). Integrating terrestrial laser scanning and discrete fracture network approaches for tunnel modelling in fractured rock masses. *VII Brazilian Symposium on Rock Mechanics, ISRM Specialized Conference*, Belo Horizonte, Brazil

- Call, R.D., Savely, J.P. and Nicholas, D.E. (1976). Estimation of joint set characteristics from surface mapping data. *17th US Symposium on Rock Mechanics*, 2B2-1-9
- Diederichs, M. (2007). Mechanistic interpretation and practical application of damage and spalling prediction criteria for deep tunnelling. *Canadian Geotechnical Journal* 44(9), 1082-1116
- Elmo, D., Liu, Y. and Rogers, S. (2014). Principles of discrete fracture network modelling for geotechnical applications. *First International DFNE Conference*, Vancouver, Canada, paper 238
- Hoek, E., Carranza-Torres, C. and Corkum, B. (2002). Hoek-Brown criterion – 2002 edition. *5th North American Rock Mechanics Symposium and the 17th Tunnelling Association of Canada Conference NARMS-TAC*, Toronto, 1, 267-273
- Hasui, Y., Carneiro, C.D.R., Almeida, F.D. and Bartorelli, A. (2012). *Geologia do Brasil*. São Paulo, Beca
- Ito, W. (2016). *Contribuição ao estudo de instabilidade em tuneis não revestidos da estrada de ferro Vitória-Minas através da teoria dos blocos-chave e caracterização da rocha através de ensaios de laboratório e campo*. Tesis MSc, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
- Kulatilake, P.H.S.W. and Wu, T.H. (1984). Estimation of mean trace length of discontinuities. *Rock Mechanics & Rock Engineering* 17(4), 215-232
- McMahon, B. (1974). Design of rock slopes against sliding on preexisting surface. *3rd International Symposium on Rock Mechanics*, 803-808
- Monticelli, J. (2014). *Contribuição ao conhecimento dos condicionantes geológicos – geotécnicos do túnel Monte Seco*. Relatório de Iniciação Científica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
- Monticelli, J., Cacciari, P., Susuki, S. e Futai, M. (2014). Correlação entre índices físicos e análise petrográfica na determinação do grau de alteração de um gnaisse. *VI Brazilian Symposium on Rock Mechanics, ISRM Specialized Conference*, Goiania, Brazil
- Priest, S.D. and Hudson, J.A. (1981). Estimation of discontinuity spacing and trace length using scanline surveys. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstracts* 18(3), 183-197
- RS2 (2015). Finite element analysis for excavations and slopes software. Version 8.0, Rocscience Inc., Toronto
- Ulusay, R. (2015). *The ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 2007-2014*. International Society of Rock Mechanics ISRM. Springer
- Villaescusa, E. and Brown, E.T. (1992). Maximum likelihood estimation of joint size from trace length measurements. *Rock Mechanics & Rock Engineering* 25(2), 67-87
- Zhang, L. and Einstein, H.H. (2000). Estimating the intensity of rock discontinuities. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 37(5), 819-837



Análisis tridimensional del comportamiento dinámico de una fortificación ante un evento sísmico inducido

Tridimensional analysis of the dynamic behaviour of a fortification under an induced seismic event

Fecha de entrega: 12 de diciembre 2016

Fecha de aceptación: 18 de abril 2017

David Troncoso¹ y Marcelo Bacco²

¹ Departamento de Obras Civiles, Universidad Técnica Federico Santa María, Av. España 1680, Valparaíso, Chile, david.troncosoc@alumnos.usm.cl

² Arcadis Chile, Antonio Varas 621, Providencia, Santiago, Chile, mbacco@arcadis.cl

Los estallidos de roca son un riesgo que ha ido en aumento en excavaciones alrededor de todo el mundo. La principal razón de esta tendencia es el aumento de la profundidad en la que se están realizando las correspondientes actividades. La capacidad que poseen los elementos de una cierta fortificación frente a este tipo de eventos ha sido exhaustivamente analizada durante los últimos veinticinco años. Principalmente en términos de su capacidad de absorber energía sísmica. Sin embargo, aún existe una gran incertidumbre en lo que respecta a la cantidad de energía que efectivamente transfiere un evento sísmico a la fortificación, es decir, la demanda de energía. El estudio que se presenta a continuación es un modelo tridimensional realizado en el programa Flac3D. Este modelo tiene como principal objetivo evaluar la energía ejercida por el macizo rocoso sobre la fortificación ante eventos sísmicos de distintas magnitudes y comparar estos resultados con los resultados de los ensayos publicados a la fecha.

Palabras clave: estallido de roca, demanda de energía, Flac3D, macizo rocoso, evento sísmico, energía sísmica

The rockburst risk has been increasing worldwide, as the tendency is to execute activities in deeper environments. In most projects affected by seismicity, seismic monitoring is operating on the rockmass, and, according to the dynamic behaviour registered at these devices, seismic intensity assessment is provided for each seismic event. The measure of support capacity to absorb energy when submitted to these events has been the subject of intensive research over the last twenty five years. However, the amount of energy effectively received by the support (demand of energy), still is uncertain under real events conditions. The present work corresponds to a tridimensional modelling executed in Flac3D software. The main objective of this study is to estimate the seismic energy transferred by the rockmass to the underground support considering different seismic magnitudes and to compare them with published results.

Keywords: rockburst, energy demand, Flac3D, rockmass, seismic event, seismic energy

Introducción

Cuando se producen procesos de rupturas y deformaciones dentro de las cavidades de un macizo rocoso, se puede producir la generación de ondas elásticas, las cuales pueden alcanzar los sectores donde se estén realizando las operaciones correspondientes al proyecto. A este fenómeno se le denomina evento sísmico inducido. Cuando las ondas radiadas por un evento sísmico alcanzan el sector de excavación se pueden generar daños. Si este daño se genera en forma violenta y repentina se le denomina estallido de roca. Sin embargo, se debe hacer notar que

existen distintas definiciones propuestas respecto a qué se puede entender como estallido de roca o evento sísmico, pero, en general responden a una idea similar (Diederichs, 2014).

El primer estallido de roca registrado data de antes del año 1900 en la mina de carbón de Upper-Silesian, Polonia (Ortlepp, 2006). Y desde ese momento a la fecha se han producido eventos de distinta envergadura alrededor de todo el mundo. Sin duda, el país con mayores problemas de sismicidad inducida es Sudáfrica: posee 6 minas

ubicadas a más de 3000 m de profundidad, las cuales tienen regularmente eventos de muy alta magnitud (Potvin *et al.*, 2007) y en promedio registra aproximadamente 20 accidentes fatales anualmente de acuerdo a la base de datos Samrass (Potvin, 2009). Las mineras australianas, por su parte, han tenido problemas de actividad sísmica durante todo un siglo. Ya en 1917 se registraron accidentes fatales y lesionados en la localidad de Kalgoorlie (Kalgoorlie Miner, 1917). Desde 1960 se ha reportado actividad sísmica en Broken Hill (Rauert y Tully, 1998) y Charlotte (Mikula y Poplawski, 1995). Entre 1996 y 1998 se han registrado al menos tres accidentes fatales (Potvin *et al.*, 2000); y más recientemente, el altamente conocido caso de la minera Beaconsfield en Tasmania, que resultó en la muerte de un trabajador y otros dos trabajadores atrapados dentro de la mina (Mellick, 2007). En Chile, los primeros indicios se presentaron en la mina El Teniente, los cuales se pudieron identificar con certeza el año 1976. El primer evento mayor ocurrió en 1980 y obligó a la minera a detener sus actividades (Ortlepp y Stacey, 1994). El caso más actual y emblemático corresponde a un accidente fatal ocurrido el año 2014 en el marco de la realización del proyecto Nuevo Nivel Mina en la división El Teniente, el cual aún se encuentra en investigación (Pizarro, 2014), pero se cree podría deberse a un estallido de roca.

Debido a todos estos antecedentes, los estallidos de roca son un tema que ha sido sometido a intensa investigación, sobretodo en la década de 1990 cuando se comenzaron a realizar nuevos proyectos a mayor profundidad en distintos lugares del mundo. Sin embargo, tal como es reconocido por varios investigadores (Heal, 2010; Potvin *et al.*, 2010; Brummer, 1999), el fenómeno de los estallidos de roca y los eventos sísmicos inducidos aún no es del todo comprendido. Es por esta razón que esta investigación pretende aportar mayor entendimiento del fenómeno desde el punto de vista de la modelación matemática, realizada por medio del programa comercial Flac3D, apuntando a responder una de las varias incertidumbres que existen en este campo de investigación: la transferencia de energía sísmica entre un macizo rocoso y una determinada fortificación.

Disposiciones generales

La geometría del modelo consiste en una intersección de túneles de medio punto que representan la excavación; una

cavidad esférica ubicada en una determinada posición, que representa a la fuente sísmica; y los bordes del modelo representados por un paralelepípedo que rodea a todos los demás elementos. En la Figura 1 se muestran las dimensiones de todas estas componentes.

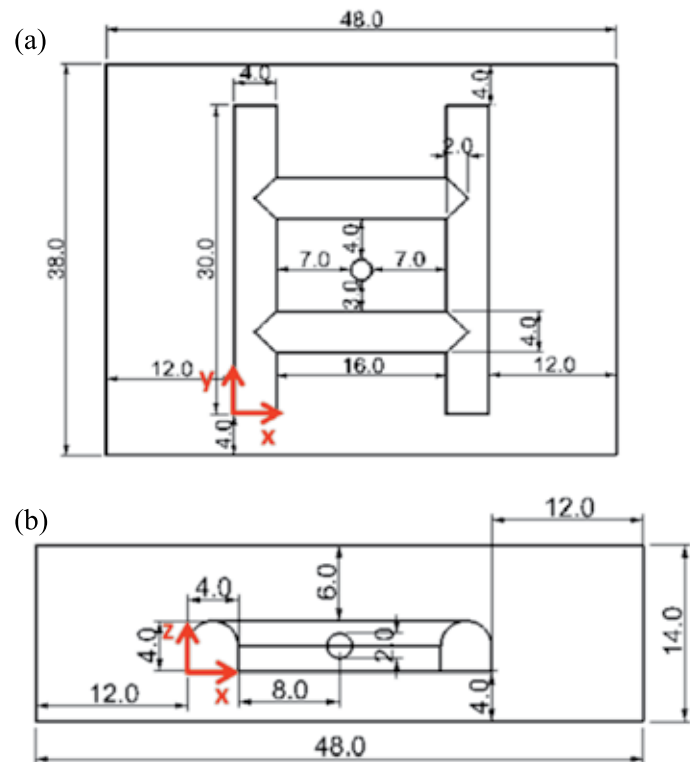


Figura 1: a) Planta y b) vista frontal de la excavación, foco y bordes del modelo realizado, dimensiones en m

Caracterización geotécnica del macizo rocoso

Consideraciones

La caracterización geotécnica del macizo rocoso fue realizada en base a los valores de parámetros publicados por distintos autores a la fecha como se indica a continuación. No se representa una situación de un sitio en particular sino que se estiman los valores de parámetros de la roca intacta y el macizo rocoso de acuerdo a las condiciones en las cuales se pueden detonar los estallidos de roca.

Propiedades del macizo rocoso antes de la falla

Los parámetros de la roca intacta fueron supuestos considerando los resultados publicados por: Hoek y Brown (1980), Rahn (1986), Johnson y de Graff (1988), Goodman (1989), Walthan (1999), Wyllie (1999), Obert y Duvall (1967) y Farmer (1968). Se consideró el modelo



de falla propuesto por Hoek y Brown (1980) y sus últimas actualizaciones (Hoek *et al.*, 2002).

Tabla 1: Propiedades de la roca intacta

Parámetro	Notación	Unidades	Valor
Peso unitario	γ	ton/m ³	2.7
Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta	σ_{ci}	MPa	150
Parámetro roca intacta	m_i	-	9
Módulo de deformación de la roca intacta	E_i	GPa	40
Coefficiente de Poisson	ν	-	0.2
Parámetro de voladura de roca	D	-	0.8

El escalamiento de propiedades del macizo rocoso a partir de las propiedades de la roca intacta se realizó mediante las expresiones propuestas por Hoek *et al.* (2002) y Hoek y Diederichs (2006).

$$m_b = m_i e^{\frac{GSI-100}{28-14D}} \quad (1)$$

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9-D}} \quad (2)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{\frac{GSI}{15}} - e^{\frac{20}{3}} \right) \quad (3)$$

$$E_m = E_i \left(0.02 + \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\frac{60+15D-GSI}{11}}} \right) \quad (4)$$

El valor de GSI supuesto fue de 70. Este valor está basado en la calidad geotécnica mínima que poseen los macizos rocosos capaces de acumular energía y generar un evento sísmico (Diederichs, 2014). En la Tabla 2 se muestran los resultados obtenidos a partir de las expresiones (1), (2), (3) y (4).

Tabla 2: Propiedades escaladas del macizo rocoso

Parámetro	Notación	Unidades	Valor
Índice de Resistencia Geológica	GSI	-	70
Módulo de elasticidad	E_m	GPa	17.3
Parámetros del modelo de falla Hoek-Brown	a	-	0.5
	m_b	-	1.694
	s	-	0.0226

Propiedades del macizo rocoso después de la falla

Para caracterizar los elementos plastificados se consideró una reducción de su calidad geotécnica. Este proceso se realizó considerando un valor residual de GSI a partir de la siguiente expresión propuesta por Cai *et al.* (2007).

$$GSI_r = GSI e^{-0.0134GSI} \quad (5)$$

Metodología de modelación Fortificación

Se supuso un caso desfavorable para la fortificación, es decir, un refuerzo solo diseñado para ser sometido a cargas estáticas o cargas dinámicas bajas. Para este efecto se utilizó el método de Barton *et al.* (1974), considerando un valor de $SRF = 100$ y las condiciones geométricas mostradas en la Figura 1. Obteniéndose de esta forma la fortificación detallada en la Tabla 3 y Figura 2.

Tabla 3: Características de la fortificación considerada en el modelo

Tipo de refuerzo	Características
Shotcrete	100 mm de espesor
Pernos	Radiales, 3 m de largo, 25 mm de diámetro, patrón 1 m x 1 m

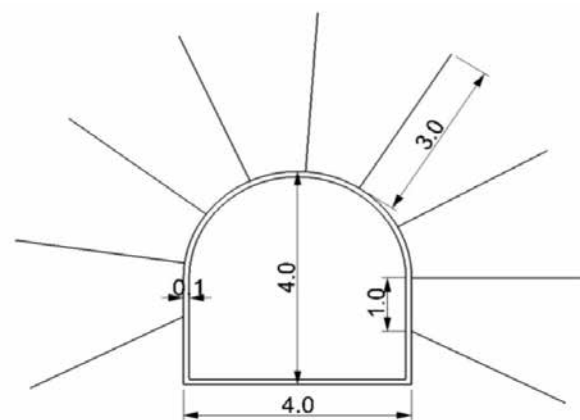


Figura 2: Fortificación considerada para el modelo, dimensiones en m

Esfuerzos in-situ

El tensor de esfuerzos in situ, al igual que la caracterización geotécnica del macizo rocoso, no corresponde a una situación real de estudio sino que representa una situación desfavorable de esfuerzos tanto en magnitud como esfuerzo desviatorio. Los valores fueron estimados a partir de los esfuerzos reales medidos en distintos lugares del

mundo (Hoek y Brown, 1980). El tensor de esfuerzos in situ considerado es el siguiente en MPa:

$$\bar{\sigma} = \begin{pmatrix} -50 & 0 & 0 \\ 0 & -29 & 0 \\ 0 & 0 & -15 \end{pmatrix} \quad (6)$$

Bordes del modelo

Los bordes del modelo fueron considerados, en una etapa estática, como rotulados en los bordes paralelos a los planos verticales (XZ, YZ) y empotrados en el borde inferior paralelo al plano horizontal (XY). Este supuesto se muestra esquemáticamente en la Figura 3. En una etapa dinámica se consideran bordes absorbentes en todos los límites del modelo.

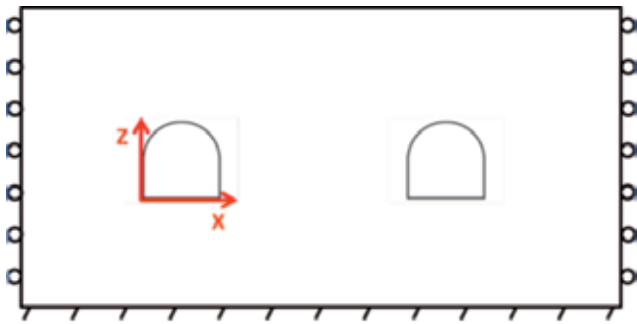


Figura 3: Esquema de los bordes del modelo en una etapa estática

Amortiguamiento

El amortiguamiento local de los elementos se modeló según la siguiente expresión de Rayleigh (Figura 4).

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \quad (7)$$

Este comportamiento se obtuvo de forma iterativa y solo por razones de estabilidad numérica y tiempos de cálculo, ya que simplemente se supuso un valor muy bajo de este parámetro por tratarse de elementos de roca (Kramer, 1996).

Input dinámico

El *input* dinámico aplicado en la fuente sísmica fue representado mediante un registro de velocidades. Este registro de velocidades consiste en la superposición de pulsos sinusoidales con frecuencias entre 0.1 Hz hasta 300 Hz. El resultado, luego de normalizar esta superposición, se muestra en la Figura 5.

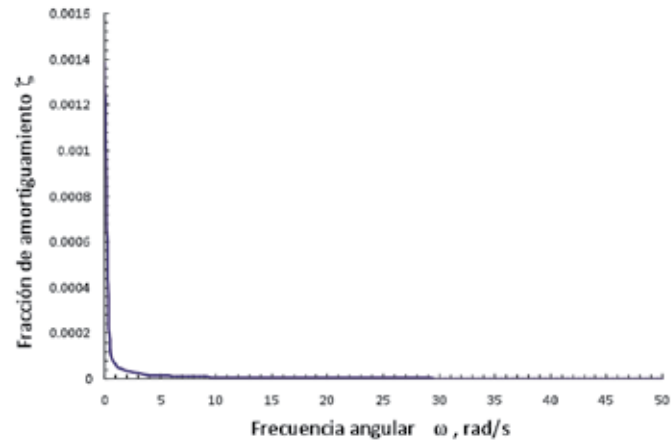


Figura 4: Curva de amortiguamiento local de Rayleigh

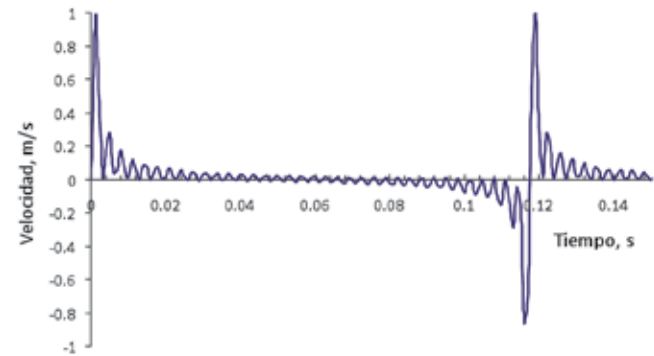


Figura 5: Registro de velocidades de amplitud unitaria aplicado en el foco

Propiedades de la fortificación

Pernos (cables)

Los pernos fueron idealizados como elementos elastoplásticos denominados cables, y la lechada como resortes que conectan el macizo rocoso y dichos elementos tipo cable. Las propiedades supuestas, basadas en parámetros recomendados por los desarrolladores del programa (Flac3D, 2013), tanto de los elementos cable y de la lechada idealizada se presentan en la Tabla 4.

Shotcrete (shell)

El comportamiento del shotcrete fue idealizado como un material lineal elástico sin límite de resistencia. En el modelo, el shotcrete fue representado por un conjunto de elementos denominados shell. Las propiedades supuestas para los elementos tipo shell se detallan en la Tabla 5 (Flac3D, 2013).



Tabla 4: Propiedades de los pernos y la lechada

Parámetro	Notación	Unidades	Valor
Módulo de deformación del cable	E	GPa	200
Fuerza de fluencia en el cable, $\sigma_y = 420$ MPa	F_y	kN	206
Área transversal del cable, diámetro 25 mm	A	m ²	$4.9 \cdot 10^{-4}$
Rigidez de corte de la lechada por unidad de largo	k_g	N/m ²	$1.7 \cdot 10^9$
Resistencia de corte de la lechada por unidad de largo	c_g	N/m ²	$1.7 \cdot 10^9$

Tabla 5: Propiedades de los elementos tipo shell

Parámetro	Notación	Unidades	Valor
Módulo de deformación	E	GPa	15
Razón de Poisson	ν	-	0.2

Resultados

Calibración de magnitud

Para estimar la magnitud asociada a cada *input* de velocidades se utilizó la expresión propuesta por Potvin *et al.* (2010). Esta expresión relaciona el valor *peak* de la velocidad en un determinado punto (*Peak Particle Velocity* PPV) con la distancia a la fuente sísmica R .

$$PPV = C \frac{10^{\frac{1}{2}(m_L + 1.5)}}{R + R_0} \quad (8)$$

Donde $C = 0.2 - 0.3$, R es la distancia al punto en cuestión y R_0 es el radio de la fuente sísmica. Se midió el máximo del valor absoluto del módulo de la velocidad en distintos puntos del modelo (Figura 6), sin realizar la excavación, y

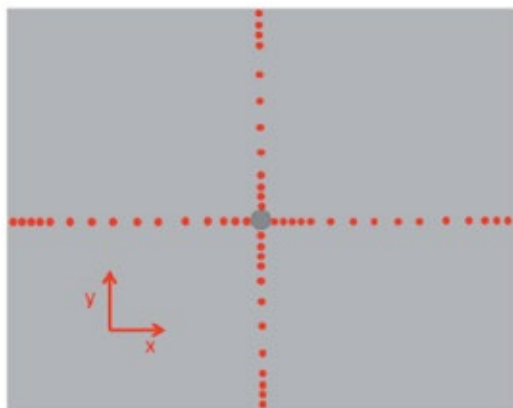


Figura 6: Puntos de calibración de magnitud

considerando distintos valores de amplitud para el registro de velocidades aplicado (ver Figura 5).

De acuerdo a (8), la relación entre la PPV y el término $1/(R + R_0)$ debiese ser lineal. En la Figura 7 se muestran los resultados obtenidos al graficar los resultados de estas dos variables. En la Tabla 6 se muestran los resultados de las regresiones realizadas a estos datos considerando $R_0 = 1$ m (ver Figura 1).

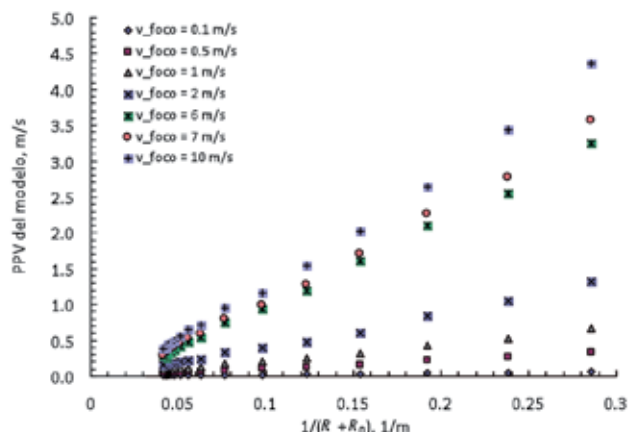


Figura 7: Valores de PPV medidos en el modelo versus $1/(R + R_0)$

Tabla 6: Resultados de las regresiones obtenidas de los datos de PPV medidos

v_{foco} , m/s	r^2	C	Magnitud local Richter m_L
10	0.997	0.2-0.3	1.95 a 2.3
7	0.998	0.2-0.3	1.77 a 2.12
6	0.999	0.2-0.3	1.7 a 2.05
2	0.994	0.2-0.3	0.87 a 1.22
1	0.996	0.2-0.3	0.25 a 0.61
0.5	0.996	0.2-0.3	-0.33 a 0.02
0.1	0.996	0.2-0.3	-1.73 a -1.37

Amplificación de velocidades

Se compararon los valores de PPV medidos sin ninguna excavación presente, obteniendo estos datos de los resultados discutidos en la sección anterior de calibración de magnitud, con los valores de PPV medidos considerando la presencia de la excavación y fortificación. Estos resultados se analizaron en el perfil que se muestra en la Figura 8.

Este proceso se hizo para distintas amplitudes del registro. La forma de los resultados obtenidos para todos los *inputs* aplicados se muestran en la Figura 9.

Si se define el factor de amplificación en la excavación

F AE, como el cociente entre el valor de PPV medido en el borde de la excavación y el valor de PPV en el mismo punto antes de realizar la excavación, se tienen los siguientes resultados mostrados en la Tabla 7.

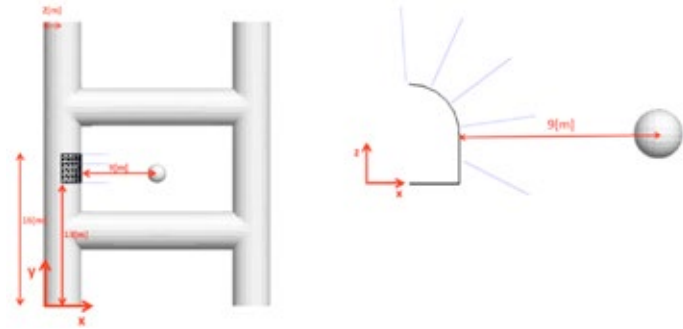


Figura 8: Perfil de medición de velocidades

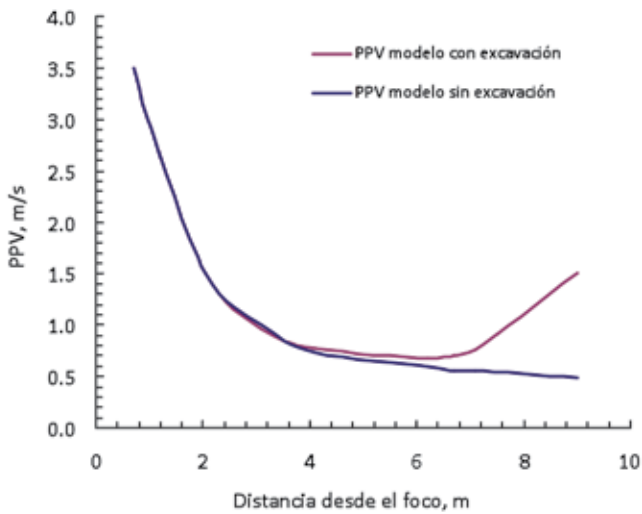


Figura 9: Gráfico general del perfil de velocidades obtenido

Tabla 7: Resultados del factor FAE obtenido para distintas magnitudes aplicadas en el foco

m_L	FAE
1.7 a 2.05	2.8
0.87 a 1.22	3.8
0.25 a 0.61	4.2
-0.33 a 0.02	4.8
-1.73 a -1.37	5.2

Transferencia de energía

La transferencia de energía desde el macizo hacia la fortificación se calculó de acuerdo a las fuerzas y los desplazamientos desarrollados en los elementos *shell*. Se define la densidad de energía recibida por un elemento *shell* como:

$$E_{ps} = \frac{\int_{r_1}^{r_2} \vec{F}_{is} \cdot d\vec{r}}{A_t} \quad (9)$$

donde \vec{F}_{is} es la fuerza tributaria aplicada sobre un punto de un elemento *shell*, $d\vec{r}$ es el vector desplazamiento del punto analizado y A_t es el área tributaria correspondiente al punto. Se midió la densidad de energía absorbida por los elementos *shell* para el sector de la fortificación que se muestra en la Figura 10.

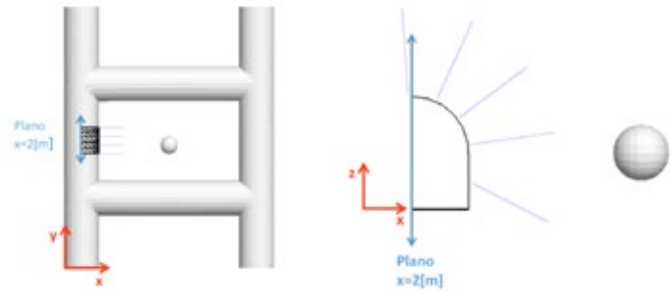


Figura 10: Plano considerado para el mapa de contorno de densidades de energía

Los resultados de las distintas densidades de energía se proyectaron sobre el plano $x = 2$, como se muestra en la Figura 10. No obstante, en este caso se compararon los valores obtenidos con la recopilación de resultados publicados a la fecha (Potvin *et al.*, 2010). A partir de este análisis, se obtiene la falla de un sector de la fortificación para eventos de magnitud $m_L = 0.25$ a 0.61 , como se muestra en la Figura 11.

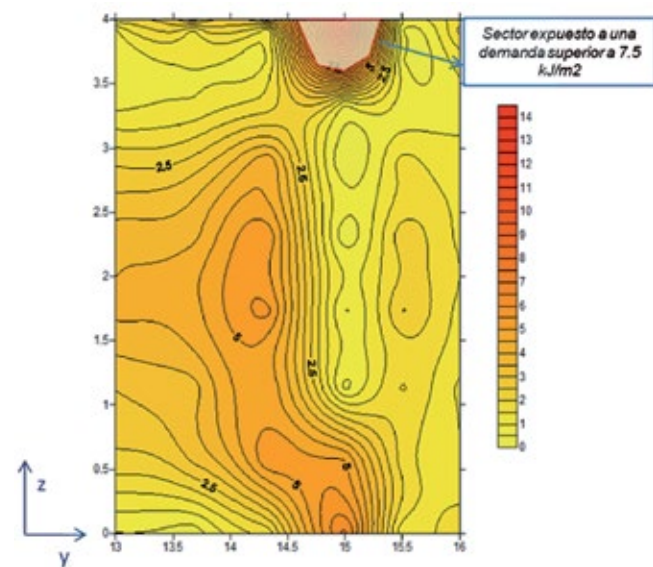


Figura 11: Mapa de contornos obtenido con un input asociado a un evento de magnitud $m_L = 0.25$ a 0.61 , medido en kJ/m^2



En la Tabla 8 se muestran los valores máximos de la densidad de energía obtenida en el mapa de contornos de la Figura 11 para eventos en distintos rangos de magnitud. El resto de los valores del mapa de contornos está en la misma proporción que los valores máximos.

Tabla 8: Valores máximos obtenidos en los mapas de contorno asociados a distintos rangos de magnitud

Magnitud m_L	Demanda de energía máxima, kJ/m^2
1.7 a 2.05	48.0
0.87 a 1.22	25.6
0.25 a 0.61	14.4
-0.33 a 0.02	7.1
-1.73 a -1.37	1.5

Discusiones y conclusiones

Los resultados de la calibración de magnitudes son consistentes con la expresión de decaimiento de velocidades utilizada (Hoek y Brown, 1980), en términos de las correlaciones obtenidas. Este resultado debe ser entendido con detenimiento, ya que si bien las regresiones indican una clara tendencia de las velocidades a decaer ajustándose a la curva de la expresión (8), el amortiguamiento no fue incluido como un elemento de análisis, y sería válido preguntarse qué tan influyente pudo haber sido este parámetro si se hubiesen considerado valores más altos. De todas formas, el amortiguamiento en rocas es por lo general bajo (Kramer, 1996), particularmente bajo si se está considerando un macizo rocoso de alta calidad geotécnica y una distancia pequeña entre el foco sísmico y la excavación. Dado lo anteriormente mencionado, se puede concluir que los resultados obtenidos de modelar un foco sísmico mediante una cavidad esférica, en la cual se aplicó un registro de velocidades sintético con distintas amplitudes, son coherentes con la fórmula empírica utilizada para valores bajos de amortiguamiento.

En el modelo, los valores de energía que absorbieron los elementos tipo *shell* indican que un sismo de magnitud $m_L = 0.25 - 0.61$, produce la falla de un sector considerable de la fortificación. De acuerdo a lo expuesto por Oterlepp (1992), esta magnitud no está asociada a los eventos más destructivos, por lo tanto se podría decir que dichos valores corresponden a un rango relativamente bajo

de magnitudes. También se debe notar que el valor de 7.5 kJ/m^2 de capacidad se consideró suponiendo que el shotcrete poseía al menos fibras de refuerzo, ya que de otra forma tendría aún menos capacidad de absorción (Hoek y Brown, 1980). Esta capacidad se podría aumentar significativamente en caso de usar mallas de refuerzo tipo *chain link* que pueden alcanzar los 13 kJ/m^2 , o los refuerzos con la metodología *lacing* que pueden alcanzar más de 30 kJ/m^2 (Hoek y Brown, 1980). Sin embargo, no se pueden extrapolar tan sencillamente los resultados de esta modelación ya que usar dicho tipo de refuerzos implicaría modificar las propiedades de los elementos de la fortificación en el modelo, y es de esperar, que los valores de energía transferidos varíen.

Se puede discutir acerca de la posición del foco elegida, ya que 9 m es una situación bastante desfavorable. Sin embargo, como se argumenta en Kaiser *et al.* (1996) y Diederichs (2014), los eventos sísmicos inducidos no son fenómenos aislados y pueden generar otros eventos en otros sectores del macizo rocoso, incluso de mayor intensidad que el original, de modo que en términos prácticos el foco sísmico puede estar ubicado a esta distancia o a cualquier otra. Debido a lo anteriormente mencionado, en base a los resultados del modelo y todo lo mencionado en el párrafo anterior, se puede concluir que no es recomendable usar este tipo de fortificación en sectores donde haya riesgo de estallidos de rocas de magnitudes sobre los $m_L = 0.25$.

Referencias

- Barton, N., Lien, R. and Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics* 6(4), 189-236
- Brummer, R.K. (1999). Simple truths about rockbursts. *Second South African Rock Engineering Symposium, SARES 99, ISRM Regional Symposium, Johannesburg*
- Cai, M., Kaiser, P.K., Tasaka, Y. and Minami, M. (2007). Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 44(2), 247-265
- Diederichs, M.S. (2014). When does brittle failure become violent? Spalling and rockburst characterization for deep tunneling projects. *World Tunnel Congress 2014. Iguassu Falls, Brazil*, 1-10

- Farmer, I.W. (1968). *Engineering properties of rocks*. E & FN Spon
- Flac3D (2013). *Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions*. Dynamic Analysis. Itasca Consulting Group
- Goodman, R.E. (1989). *Introduction to rock mechanics*. John Wiley & Sons
- Heal, D. (2010). *Observations and analysis of incidences of rockburst damage in underground mines*. PhD thesis, The University of Western Australia, Perth, Australia
- Hoek, E. and Diederichs, M.S. (2006). Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 43(2), 203-215
- Hoek, E. and Brown, E.T. (1980). *Underground excavation in rock*. The Institution of Mining and Metallurgy, London
- Hoek, E., Carranza-Torres, C. and Corkum, B. (2002). Hoek-Brown criterion –2002 edition. *5th North American Rock Mechanics Symposium and the 17th Tunnelling Association of Canada Conference NARMS-TAC*, Toronto, 1, 267-273
- Johnson, R.B. and de Graff, J. (1988). *Principles of engineering geology*. John Wiley and Sons
- Kagoorlie Miner (1917). Sensational mining fatality, severe earth tremor causes fall of rock on Great Boulder mine, one man killed, others injured. Kagoorlie, Western Australia
- Kaiser, P.K., McCreath, D.R. and Tannant, D.D. (1996). *Canadian rockburst support handbook*. Geomechanics Research Centre, Laurentian University, Sudbury
- Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall
- Mellick, A.G. (2007). *Beaconsfield Investigation Report – Prepared for the Coroner at the request of the Tasmanian Government concerning the incident resulting in the death of Larry Knight and the entrapment of Todd Russell and Brant Webb which occurred at Beaconsfield Mine on 25th April 2006*. Tasmanian Coroners Court, Australia
- Mikula, P.A. and Poplawski, R.F. (1995). The seismic monitoring decision at Mt Charlotte gold mine. *Underground Operators Conference*, AusIMM, Kagoorlie, 79-85
- Obert, L. and Duval, W.I. (1967). *Rock mechanics and the design of structures in rock*. John Wiley and Sons
- Ortlepp, W.D. (2006). RaSiM comes of age – a review of the contribution of the understanding and control of mine rockburst. *Sixth International Symposium on Rockburst and Seismicity in Mines*, Potvin and Hudyma eds., Perth, Australia, 9-11
- Ortlepp, W.D. (1992). The design of support for the containment of rockburst damage in tunnels - an engineering approach. *Rock Support in Mining and Underground Construction*, Kaiser and McCreath eds., 593-609
- Ortlepp, W.D. and Stacey, T.R. (1994). The need for yielding support in rockburst conditions, and realistic testing of rockbolts. *International Workshop on Applied Rockburst Research*, Cereceda and Van Sint Jan eds., Santiago, Chile, 249–259
- Pizarro, N. (2014). Oficio N° 5637 a Cámara de Diputados. Accidente fatal Señor José Orellana Ballesteros. CODELCO Chile
- Potvin, Y. (2009). Strategies and tactics to control seismic risk in mines. *Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy* 109(3), 177-186
- Potvin, Y., Wasseloo, J. and Heal, D. (2010). An interpretation of ground support capacity submitted to dynamic loading. *Mining Technology* 119(4), 233-245
- Potvin, Y., Hadjigeorgiou, J. and Stacey, T.R. (2007). Introduction. *Challenges in Deep and High Stress Mining*, Potvin et al. eds., Australian Centre for Geomechanics, Perth, Australia, 1–12
- Potvin, Y., Hudyma, M. and Jewell, R.J. (2000). Rockburst and seismic activity in underground Australian mines-an introduction to a new research project. *ISRM International Symposium*, International Society for Rock Mechanics, Melbourne, Australia
- Rahn, P.H. (1986). *Engineering geology. An environmental approach*. Elsevier
- Rauert, N.S. and Tully, K.P. (1998). Integration of a microseismic monitoring system in mining the Pasmaenco Broken Hill Southern Cross Area. *7th AusIMM Underground Operators Conference*, Townsville, Queensland, Australia
- Walsh, T. (1999). *Foundations of engineering geology*. E & FN Spon
- Wyllie, D.C. (1999). *Foundations on rock*. 2° ed. E & FN Spon

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 espaciado 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 and 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.

GEOSyntheticS 2017

Primera Conferencia Internacional en
Tecnología y Aplicación de Geosintéticos

ORGANIZA

GECAMIN

18-20 OCTUBRE
HOTEL GRAND HYATT
SANTIAGO, CHILE

10%
de descuento en
inscripciones hasta
el 18 de agosto

Más de 50
presentaciones
de autores de
21 países

COMITÉ EJECUTIVO



LUIS PAREDES
Director de Programa
GeosyntheticS 2017
Gerente General Jera
Consultores, Chile



CARLOS BARAHONA
Director Ejecutivo
Gerente General
Gecamin, Chile

MIEMBROS DIRECTORES



RAMÓN ARBÓS
Gerente de Operaciones,
ACCIONA Agua, Chile



MARTÍN COLIL
Gerente Medio Ambiente,
Gold Fields, Chile



JERRY PERKINS
Vicepresidente Desarrollo
y Operaciones, Exeter
Resources, Chile



EDUARDO MEDINA
Gerente Regional Senior de
Geotecnia, Barrick, Perú

www.gecamin.com/geosyntheticS

comercial@gecamin.com · +56 2 2652 1531

PATROCINAN



NUEVOS

TENCATE
Mirafi[®]

GEOTEXTIL TEJIDO INTEGRAL DRENANTE DE ALTA RESISTENCIA MAYOR TECNOLOGÍA E INNOVACIÓN

Otros productos: Geotextiles Tencate Mirafi y Polyfelt · Geomembranas HDPE-PVC-ASFALTICA
Geogrillas de refuerzo suelo · Geogrillas de recapado asfáltico · Geoceldas
Geonet y geocompuesto de drenaje · Tablestaca de PVC · Gaviones.



H2Ri

Separación · Filtración · Drenaje · Confinamiento · Refuerzo · Capilar



RSi

280i - 380i - 580i

Separación · Filtración · Drenaje · Confinamiento · Refuerzo

EMARSA REPRESENTANTE PARA CHILE

Santa Adela N°9901 Maipú - Santiago
Fono: (56 2) 2460 2020 construccion@emaresa.cl
www.emaresa.cl

EMARSA

Soluciones Geotécnicas

Obras civiles y Movimiento de tierras



SOENCO
SOLUCIONES GEOTÉCNICAS



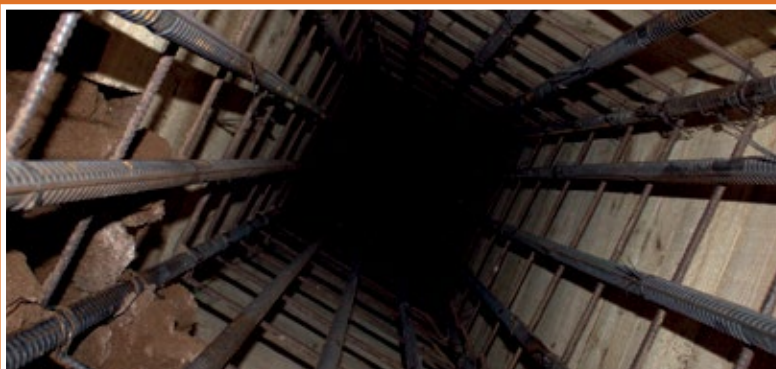
**Montaje
Industrial**

info@soenco.cl
www.soenco.cl

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



INGENIERIA Y OBRAS GEOTECNICAS



- ▣ Mecánica de suelos.
- ▣ Campañas geotécnicas.
- ▣ Exploraciones geofísicas.
- ▣ Diseño y ejecución de proyectos de entibación.
- ▣ Ejecución de pilotes, anclajes y micropilotes.
- ▣ Mejoramientos de suelo.
- ▣ Control y monitoreo geotécnico.
- ▣ Modelación de elementos finitos de problemas geotécnicos.