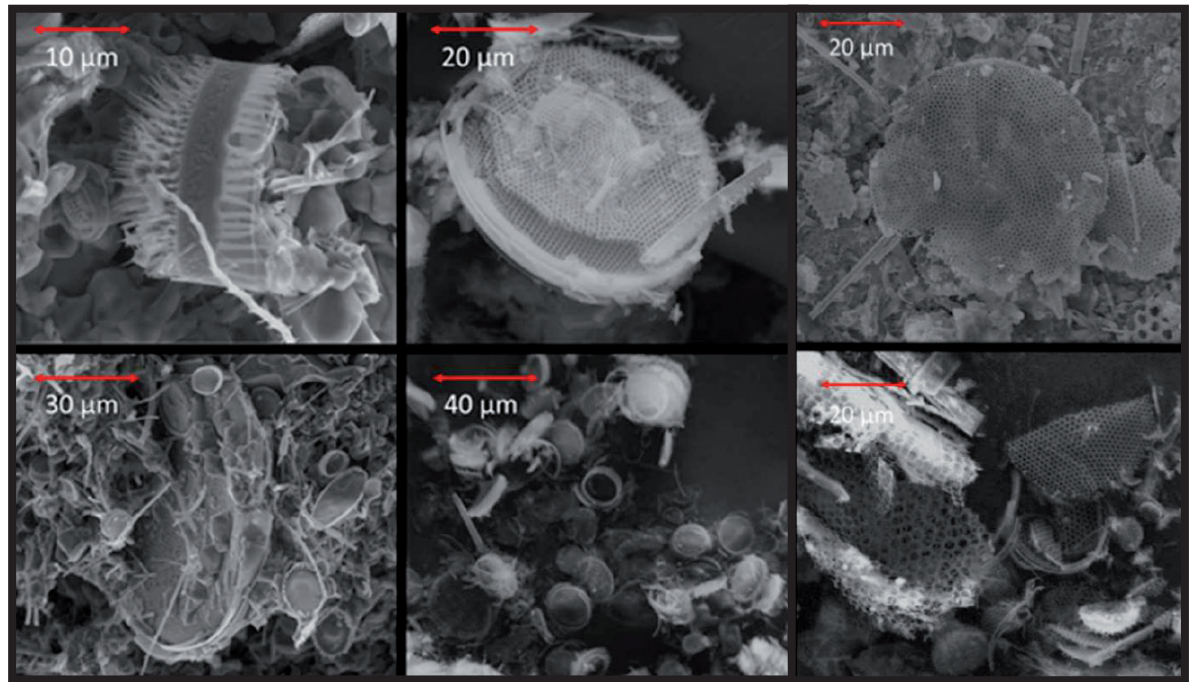


Obras y Proyectos

Revista de Ingeniería Civil



UCSC



Compresibilidad y propiedades dinámicas de suelos diatomáceos de Mejillones

Compressibility and dynamic properties of diatomaceous soils of Mejillones

G. Arenaldi, C. Ovalle y A. Barrios

Efecto de la saturación parcial en la compresibilidad de arenas con rotura de partículas

Effect of partial saturation on the compressibility of crushable sands

R. Osses, C. Ovalle, J. Pineda y P. Barrios

Determinación de la curva de retención de agua para relaves multimetálicos de la industria minera de Chile

Determination of the soil-water characteristic curve for multimetal tailings of the mining industry of Chile

J. Musso y G. Suazo

Comportamiento cíclico drenado y diseño de revancha mínima en tranques de relaves

Drained cyclic behaviour and minimum freeboard design in tailings dams

C. Monje y G. Suazo

Monitoreo de la humedad en depósitos de relave a partir de mediciones de reflexión de luz

Monitoring of tailings water content using light reflection measurements

V. Araya, G. Suazo, G. Villavicencio y M. Silva

The effect of irregular seismic loading on the validity of the simplified liquefaction procedures

Efecto de cargas sísmicas irregulares en la validez de los procedimientos de licuefacción simplificados

R. Norambuena, V. Tsaparli, S. Kontoe, D. Taborda and D. Potts

Canyon topography effects on ground motion: Assessment of different soil stiffness profiles

Efectos de topografía de cañón en movimientos sísmicos: evaluación de diferentes perfiles de rigidez del suelo

D. Solans, E. Skiada, S. Kontoe and D. Potts

Modelamiento numérico del embalse Murallas Viejas. Efectos de incorporar la pantalla de hormigón

Numerical analysis of Murallas Viejas dam. Effects assessment when accounting for the concrete face

C. Vallejos y A. Arenas

Interacción suelo-estructura en edificios de gran altura con subterráneos en Santiago, Chile

Soil-structure interaction of tall buildings with basement in Santiago, Chile

F. Pinto-Vega y C. Ledezma

Análisis dinámico de una excavación profunda contenida mediante pilotes anclados en la grava de Santiago

Dynamic analysis of a deep excavation supported by anchored piles in Santiago gravel

F. Salas, E. Sáez, C. Ovalle y J. Fernández



Departamento de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad Católica de la Santísima Concepción

SciELO
Scientific Electronic Library Online



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

COLUMNAS DE GRAVA

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



CONSTRUCTORA LANCUYEN LTDA.
Cochrane 635 Oficina 1503
Concepción

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



SERVICIOS DE APOYO A LA INGENIERÍA GEOTÉCNICA

Somos ingenieros civiles y profesores universitarios de Chile y Estados Unidos, contamos con personal capacitado por técnicos extranjeros. Nuestra tecnología nos permite entregar gran rapidez para obtener datos que se analizan en nuestros laboratorios móviles disminuyendo los costos de tu proyecto.



ENSAYOS ESTUDIOS MONITOREOS IN SITU CPTU CPT SPT

PROFESIONALES
Y TÉCNICOS CALIFICADOS

Más de 20 años de experiencia internacional nos avalan, profesionales altamente capacitados y reconocidos.

Ensayos In-Situ.

- Camiones CPTU de gran capacidad
- Equipos portátiles CPTU para zonas de difícil acceso
- Sondajes a rotación HQ/HO3
- Toma de muestras de suelo/agua
- Ensayos SPT
- Ensayos de placa de carga
- Instalación de piezómetros de casagrande y de cuerda vibrante
- Geofísicos (MASW, Remi, SPAC, Refracción)



**Consúltanos por tu proyecto
para evaluar alternativas.**

CONFÍA EN NUESTROS
EXPERTOS!

(56 9) 3023 5658
info@lmmgchile.cl
contacto@lmmg.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 puentes, entre otras.

Los artículos de esta edición de Obras y Proyectos fueron seleccionados por un comité científico como los mejores trabajos realizados por ingenieros geotécnicos jóvenes y presentados en el X Congreso de Ingeniería Geotécnica organizado por la Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, la Universidad Federico Santa María y SOCHIGE y que se llevó a cabo en la ciudad de Valparaíso entre el 3 y 5 de diciembre del año 2018. Cada uno de estos artículos fueron revisados por pares de expertos y por el comité científico, además de revisores de Obras y Proyectos.



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

www.sochige.cl

Universidad Católica de la Santísima Concepción
Facultad de Ingeniería
Departamento de Ingeniería Civil
Alonso de Ribera 2850, Campus San Andrés
Casilla 297, 4090541 Concepción, Chile

Editor

Dr. Felipe Villalobos
Universidad Católica de la Santísima Concepción

Editores invitados

Dr. Matías Silva
Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile
Dr. Gabriel Villavicencio
Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Chile

Comité asesor

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

Comité editorial

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


Diseño y diagramación

VCR Publicidad
vcrpublicidad@gmail.com
56 9 88823187

Contacto, envío de artículos, avisos comerciales y suscripciones

Email: oyp@ucsc.cl
56 41 234 5566
Web: www.oyp.ucsc.cl
\$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.conicyt.cl

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

 <http://apps.webofknowledge.com>

Definición de la Revista

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

Revisión de artículos por pares evaluadores externos

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

Contenidos



- 6 **Compresibilidad y propiedades dinámicas de suelos diatomáceos de Mejillones**
Compressibility and dynamic properties of diatomaceous soils of Mejillones
G. Arenaldi, C. Ovalle y A. Barrios
- 15 **Efecto de la saturación parcial en la compresibilidad de arenas con rotura de partículas**
Effect of partial saturation on the compressibility of crushable sands
R. Osses, C. Ovalle, J. Pineda y P. Barrios
- 22 **Determinación de la curva de retención de agua para relaves multimetálicos de la industria minera de Chile**
Determination of the soil-water characteristic curve for multimetal tailings of the mining industry of Chile
J. Musso y G. Suazo
- 30 **Comportamiento cíclico drenado y diseño de revancha mínima en tranques de relaves**
Drained cyclic behaviour and minimum freeboard design in tailings dams
C. Monje y G. Suazo
- 35 **Monitoreo de la humedad en depósitos de relave a partir de mediciones de reflexión de luz**
Monitoring of tailings water content using light reflection measurements
V. Araya, G. Suazo, G. Villavicencio y M. Silva
- 42 **The effect of irregular seismic loading on the validity of the simplified liquefaction procedures**
Efecto de cargas sísmicas irregulares en la validez de los procedimientos de licuefacción simplificados
R. Norambuena, V. Tsaparli, S. Kontoe, D. Tabora and D. Potts
- 51 **Canyon topography effects on ground motion: Assessment of different soil stiffness profiles**
Efectos de topografía de cañón en movimientos sísmicos: evaluación de diferentes perfiles de rigidez del suelo
D. Solans, E. Skiada, S. Kontoe and D. Potts
- 59 **Modelamiento numérico del embalse Murallas Viejas. Efectos de incorporar la pantalla de hormigón**
Numerical analysis of Murallas Viejas dam. Effects assessment when accounting for the concrete face
C. Vallejos y A. Arenas
- 66 **Interacción suelo-estructura en edificios de gran altura con subterráneos en Santiago, Chile**
Soil-structure interaction of tall buildings with basement in Santiago, Chile
F. Pinto-Vega y C. Ledezma
- 76 **Análisis dinámico de una excavación profunda contenida mediante pilotes anclados en la grava de Santiago**
Dynamic analysis of a deep excavation supported by anchored piles in Santiago gravel
F. Salas, E. Sáez, C. Ovalle y J. Fernández

Compresibilidad y propiedades dinámicas de suelos diatomáceos de Mejillones

Compressibility and dynamic properties of diatomaceous soils of Mejillones

Fecha de entrega: 5 de diciembre 2018

Fecha de aceptación: 1 de marzo 2019

Ghio Arenaldi¹, Carlos Ovalle² y Antonio Barrios³

¹ Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Pontificia Universidad Católica de Chile, Avda. Vicuña Mackenna 4860, Santiago, 7820436, Chile, garenaldi@uc.cl

² Research Institute of Mining and Environment RIME UQAT-Polytechnique, Department of Civil, Geological and Mining Engineering, Polytechnique Montréal, Room A-356, 2900 Édouard Montpetit Blvd, Montreal, QC, H3T 1J4, Canada, carlos.ovalle@polymtl.ca

³ Petrus Consultores Geotécnicos Ltda., El Alba 2 S/Nº, Parcela 39, Lote 11, Loteo Los Nogales de Chicureo, Colina, Chile, abarrios@petrus.cl

En este artículo se presenta un exhaustivo estudio de laboratorio sobre compresibilidad primaria y secundaria de un suelo diatomáceo de la Bahía de Mejillones, en el norte de Chile. Se reportan observaciones microscópicas SEM de los fósiles de diatomeas y de su composición mineralógica. A pesar de su baja densidad y alta plasticidad, el material alcanza altos valores de presión de preconsolidación. Sobre dicha presión, el suelo es altamente compresible, presumiblemente debido a la rotura de frústulas de diatomeas, y presenta significativas deformaciones por creep. También se reportan propiedades dinámicas y curvas de degradación de módulo de corte, donde los resultados de G_{max} son consistentes con los valores de V_s medidos in-situ.

Palabras clave: diatomeas, propiedades índice, compresibilidad, creep, microestructura, degradación del módulo de corte

This article presents a comprehensive laboratory study on primary and secondary compressibility of a diatomaceous soil from Mejillones Bay in northern Chile. SEM microscopic observations of the diatom fossils and their mineralogical composition are reported. Despite its low density and high plasticity, the material reaches a high overconsolidation pressure. Over that pressure, the soil is highly compressible, presumably due to the breakage of diatoms frustules, and presents significant creep strains. Dynamic properties and shear modulus degradation curves are also reported, where the results of G_{max} are consistent with values V_s of measured in-situ.

Keywords: diatoms, index properties, compressibility, creep, microstructure, shear modulus degradation

Introducción

La bahía de Mejillones, ubicada en la Región de Antofagasta en el norte de Chile, ha experimentado un importante desarrollo industrial y portuario en los últimos 20 años, principalmente para prestar servicios a las industrias de la minería y energía (Figura 1). Gran parte de estas obras están fundadas en suelos diatomáceos, compuestos por una mezcla de arenas, finos y fósiles de diatomeas. Esta composición entrega al suelo un comportamiento geotécnico singular que no coincide con correlaciones clásicas usualmente aplicadas en Ingeniería Geotécnica. Además, la información reportada sobre el comportamiento del material inalterado es escasa.



Figura 1: Bahía de Mejillones (modificado de González, 2013)

Las diatomeas son microalgas unicelulares que constituyen uno de los tipos más comunes de fitoplancton. Su tamaño varía de 10 a 100 μm y poseen una frústula externa dura y

porosa compuesta casi en su totalidad de sílice (Díaz-Rodríguez y González-Rodríguez, 2013). En general, la fuente de sílice proviene de actividad volcánica, lo que explica la presencia de estos suelos en sectores contiguos al cinturón de fuego del Pacífico; por ejemplo, Chile, Colombia, México y Japón (Arenaldi, 2018; Caicedo *et al.*, 2018; Díaz-Rodríguez y González-Rodríguez, 2013; Hong *et al.*, 2006; Sánchez, 2002; Verdugo, 2008; Wesley, 2010). Después de su muerte y descomposición orgánica, las frústulas se depositan al fondo de los océanos o lagos formando depósitos de suelos diatomáceos (Treguer *et al.*, 1995). Debido a la estructura interna de los fósiles, estos suelos presentan baja densidad seca, altos contenidos de humedad y Límites de Atterberg que generalmente implican una clasificación de limo de alta plasticidad (Díaz-Rodríguez y González-Rodríguez, 2013; Nazar *et al.*, 2016; Shiwakoti *et al.*, 2002). Sin embargo, el suelo presenta una alta resistencia al corte y una presión de preconsolidación relativamente alta (Arenaldi, 2018; Hong *et al.*, 2006; Sánchez, 2002; ; Nazar *et al.*, 2016).

Diversos estudios han mostrado que el contenido de diatomeas en mezclas remodeladas con Caolinita afecta los Límites de Atterberg (Díaz-Rodríguez y González-Rodríguez, 2013; Nava, 2007; Nazar *et al.*, 2016;). En la Figura 2 se aprecia la variación de la ubicación de mezclas de Diatomeas y Caolinita (D: K) en la carta de plasticidad de Casagrande, desde CH (Caolinita sobre la línea A) hacia MH al aumentar el contenido de diatomeas. Shiwakoti *et al.* (2002) agregan que a altos porcentajes de diatomeas y pese al alto contenido de humedad, el material se comporta como no plástico puesto que el agua queda atrapada en los fósiles y no tiene efecto en las fuerzas físico-químicas de interacción entre partículas. En otras palabras, el incremento en el contenido de diatomitas implica que el Límite Líquido aumente por efecto del agua atrapada en las frústulas, pero al mismo tiempo la plasticidad disminuye debido a que las diatomitas no representan un aporte en minerales arcillosos.

En este artículo se presenta un exhaustivo estudio de laboratorio sobre compresibilidad (primaria y secundaria) y propiedades dinámicas de muestras inalteradas de un suelo diatomáceo de la Bahía de Mejillones. También se analiza la microestructura del suelo y su mineralogía.

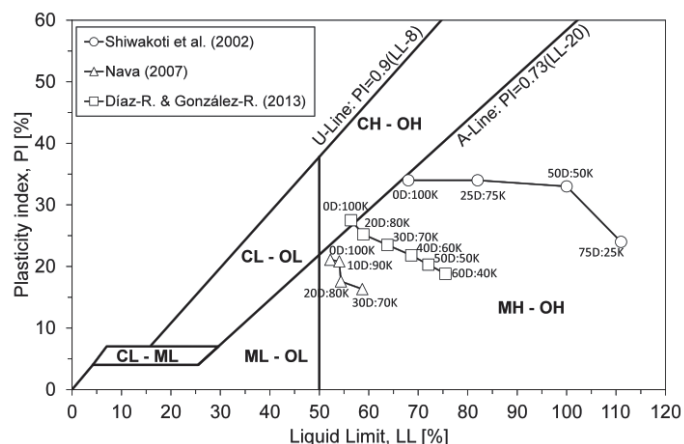


Figura 2: Evolución del material frente al contenido de Diatomita: Caolinita (%D: %K) en peso seco

Sector de estudio

El sector de estudio corresponde a la península de Mejillones, formado por un relieve morfológico originado por la acreción de rocas Paleozoicas (570 millones de años) al continente, donde las rocas conformantes son predominantemente del Jurásico (200-145 Ma) y Cretácico (145-65 Ma) según Muñoz y Rivas (2012) y Maringue (2017). Dentro de las principales unidades geológicas que afloran en esta península, los sedimentos que rellenan la cuenca de Mejillones corresponden a depósitos Cenozoicos relacionados con eventos del Neógeno (25 a 2 Ma), y a depósitos del Cuaternario recientes, correspondientes a arenas, limos, coquinas y diatomitas, en lo que se conoce como formación La Portada (González, 2013; Maringue, 2017; Muñoz y Rivas, 2012). Una revisión acerca de la génesis de los suelos diatomáceos en la zona se puede encontrar en Arenaldi (2018).

Material de ensayo

Se obtuvieron varias muestras en una misma calicata en la bahía de Mejillones, en la forma de bloques no alterados tallados a una profundidad de 3 m (Figura 1). El material fue sellado con película plástica, trasladado al laboratorio y almacenado en una cámara húmeda. Para caracterizar el suelo se realizaron ensayos de granulometría, densidad de sólidos, límites de consistencia (método húmedo), ensayo Proctor Estándar (método húmedo), visualización del material en microscopio electrónico de barrido SEM, espectroscopía SEM y ensayo de difracción de rayos X (XRD). En la Figura 3 se presentan las imágenes

de microscopio SEM. El análisis XRD mostrado en la Figura 4 indica que la presencia de sílice en la forma de cuarzo (SiO_2) es predominante en el material, seguida por calcita (CaCO_3); esto es consistente con el ensayo de espectroscopia SEM (ver detalles en Arenaldi, 2018). Los análisis XRD y SEM no sugieren la presencia de minerales arcillosos en las muestras ensayadas. Las propiedades que caracterizan el suelo diatomáceo se presentan en la Tabla 1.

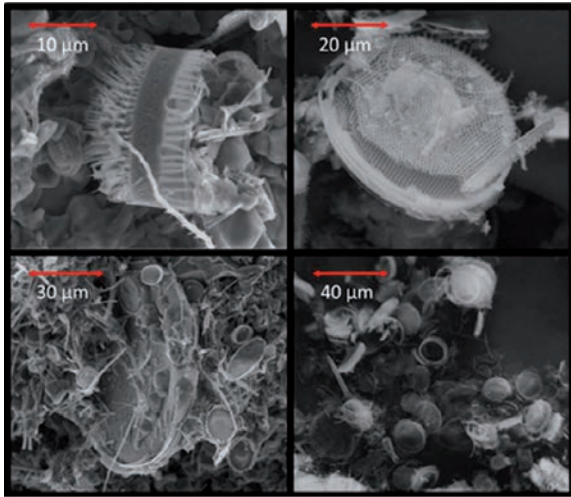


Figura 3: Microscopía SEM en muestras naturales

Tabla 1: Caracterización geotécnica

Propiedades	Resultados
Límite Líquido LL, %	82
Índice de Plasticidad IP, %	38
Clasificación USCS	MH
Porcentaje de finos que pasa malla #200	72
Gravedad específica, G_s	2.635

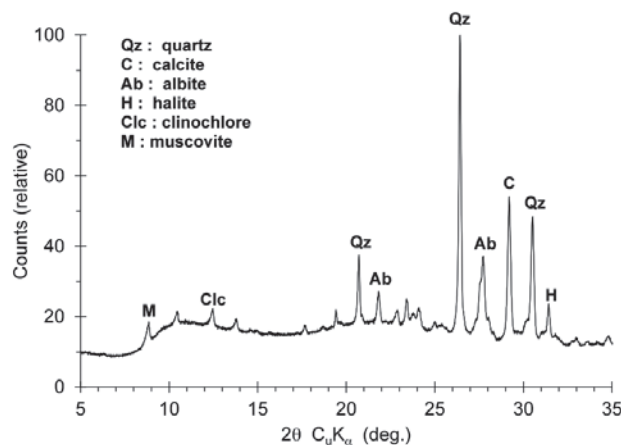


Figura 4: Análisis de difracción de rayos X en muestra de suelo diatomáceo

Consolidación primaria

Se efectuó una serie de ensayos edométricos en base a la norma ASTM D2435 (2011). Para ello, se utilizaron muestras inalteradas y remoldeadas de 50 mm de diámetro y 16 mm de altura. Las muestras remoldeadas fueron preparadas a distintas densidades y humedades para abarcar índices de vacíos distintos y confeccionadas mediante la compactación de 3 capas de suelo de una misma altura. La saturación por inundación se efectuó posterior a la estabilización de una carga de 98 kPa; no se observó hinchamiento ni colapso después de la inundación bajo carga constante. También se realizaron pruebas de consolidación isotrópica en muestras saturadas en base a ASTM D4767 (2011), con la fase de consolidación drenada en cámara triaxial aplicando contrapresión constante; utilizando muestras cilíndricas inalteradas de 50 mm de diámetro y 100 mm de altura. La saturación en las pruebas isotrópicas se verificó asegurando un parámetro de Skempton $B > 0.95$.

Tabla 2: Resultados de muestras ensayadas

Muestra	Notación	γ_d , kN/m^3	Humedad w , %	e_0	σ'_c , kPa	C_c^3	C_s	C_c/C_s
Inalteradas, contenido de humedad natural	N1	7.46	91	2.46	-	-	0.083 ¹	-
	N2	7.36	91	2.48	-	-	0.101 ¹	-
	N3	6.38	96	3.01	450	1.63	0.104 ¹	15.8
	N4	6.18	83	2.44	620	1.77	0.117 ¹	15.0
	N5	6.57	93	2.91	450	1.63	0.120 ²	13.6
Inalteradas, secado a la sombra durante 10 días	N6	7.65	20	2.37	350	0.98	0.092 ¹	10.7
	N7	8.53	22	2.00	400	1.10	0.032 ¹	34.0
	NI1	9.32	36	1.75	700	1.27	0.039 ²	32.5
Inalteradas, contenido de humedad natural	NI2	8.24	63	2.12	700	1.28	0.035 ²	37.1
	NI3	6.28	62	3.05	650	2.04	0.076 ²	26.8
Remoldeadas	R1	10.59	35	1.41	-	-	-	-
	R2	7.65	43	2.34	-	-	-	-
	R3	6.28	43	3.07	-	-	-	-

¹ valor obtenido en descarga; ² valor obtenido en la fase de preconsolidación; ³ valor obtenido en la fase normalmente consolidada después de 24 horas bajo carga constante

En la Tabla 2 se presentan, para cada muestra, la densidad seca inicial γ_d , la humedad natural w y el índice de vacíos inicial e_0 . Las muestras inalteradas en condición natural presentaron una densidad seca de 6.28 a 7.46 kN/m^3 , y humedad de 62 a 93% (Figura 5). Tres muestras inalteradas

fueron secadas a la sombra durante 10 días (muestras N6, N7 y NI1 en la Figura 5), alcanzando contenidos de humedad de 20 a 36% y densidades secas de 7.65 a 9.32 kN/m³.

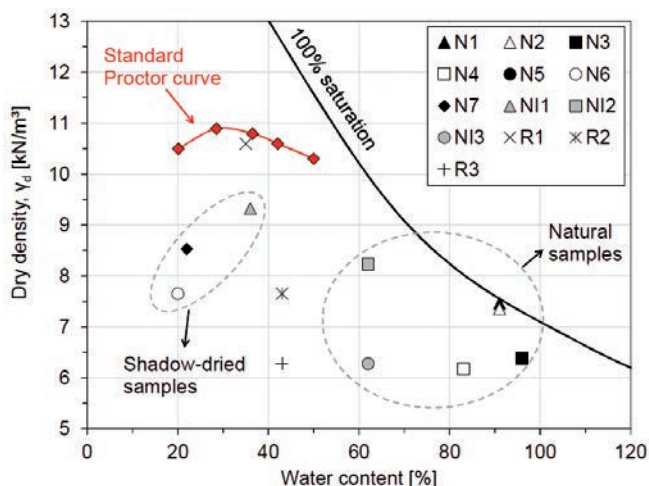


Figura 5: Resultados del ensayo Proctor Estándar y humedad/densidad inicial en las muestras ensayadas

La Figura 6 muestra las curvas de compresión edométrica e isotrópica obteniendo una tensión de preconsolidación σ'_c promedio de 540 kPa mediante el método de Casagrande (σ'_v es la tensión vertical efectiva para los ensayos edométrico y p' es la presión de confinamiento efectiva para los casos isotrópicos). Considerando que la profundidad de extracción de las muestras no sobrepasa los 3 m, el valor de la presión de preconsolidación es significativamente mayor que la presión in-situ; por lo tanto, la aparente preconsolidación del material debería explicarse mediante procesos de diagénesis (Hong *et al.*, 2006; Sánchez, 2002).

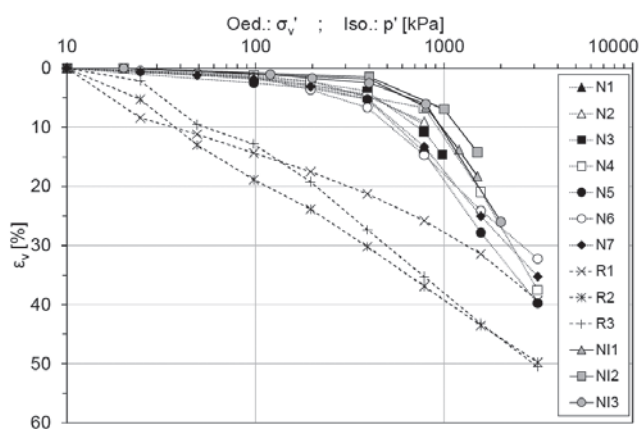


Figura 6: Curvas de consolidación edométrica e isotrópica

Los valores de C_s y C_c ($\Delta e / \Delta \log \sigma'_v$, registrados a 24 horas bajo carga constante) son presentados en la Tabla 2, obteniendo un promedio en muestras inalteradas de 0.079

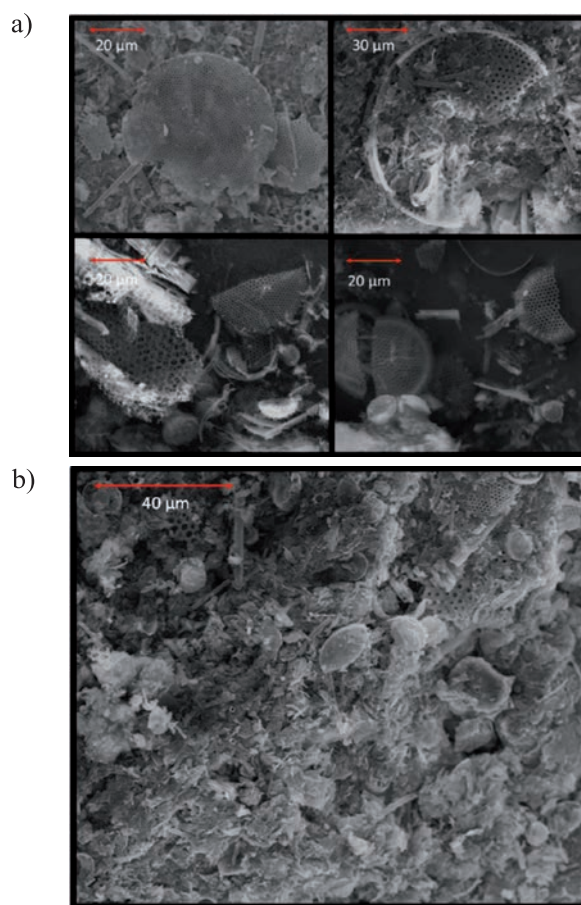


Figura 7: a) y b) Imágenes que muestran frústulas fracturadas encontradas en muestras post ensayo de consolidación

y 0.75, respectivamente. Basado en diversos resultados empíricos, Terzaghi y Peck (1967) propusieron la relación empírica para el índice de compresión $C_c = 0.009 (LL[\%] - 13)$; usando $LL = 62\%$ para el suelo estudiado en este trabajo se obtiene un valor de $C_c = 0.441$, lo que resulta significativamente más bajo comparado con lo obtenido experimentalmente. Conclusiones similares se obtienen al utilizar las correlaciones empíricas de Kulhawy y Mayne (1990).

La alta compresibilidad del suelo diatomáceo se debería fundamentalmente a que, sobre la presión de preconsolidación, ocurre la fractura de las frústulas de diatomea, generándose importantes deformaciones irreversibles por colapso de la estructura del suelo. Esto puede evidenciarse en observaciones de microscopio SEM de muestras post ensayo de consolidación mostradas en la Figura 7, donde se observa claramente que las frústulas se encuentran masivamente fracturadas. La rotura de frústulas ocasiona una reorganización de la estructura del suelo a un estado más denso bajo tensión constante,

concordando con las observaciones microscópicas obtenidas por otros autores (e.g. Hong *et al.*, 2006). Así, el comportamiento mecánico del suelo diatomáceo sería similar al de materiales granulares de granulometría relativamente uniforme en los que se supera la tensión de fluencia que gatilla la rotura de granos, generando grandes deformaciones plásticas (Biarez y Hicher, 1994; Mesri y Vardhanabhuti, 2009; Ovalle *et al.*, 2015; Ovalle, 2013; Dano *et al.*, 2017).

Más adelante, en la Figura 11 se presenta la evolución de C_c (a 24 horas) en función de cada incremento de carga en muestras inalteradas. Se aprecia que este índice evoluciona hacia un valor constante de $C_c = 1.0$ a 2.0 , siguiendo una tendencia análoga en comparación con la arena carbonatada (sensible a la rotura de granos) ensayada por Mesri y Vardhanabhuti (2009). Por otro lado, las muestras remoldeadas no presentan un cambio repentino ni brusco en compresibilidad ya que el proceso previo de remoldeo podría haber fracturado una cantidad significativa de diatomeas, generando una estructura interna estable.

Consolidación secundaria

Con el fin de estimar el término de la consolidación primaria, se monitoreó el exceso de presión de poros Δu durante ensayos de consolidación isotrópica, disipándose en un 95% en aproximadamente 60 min (después de un incremento efectivo de 1000 a 1500 kPa; ver Figura 12). Se obtuvieron resultados similares en otros ensayos isotrópicos, por lo que es razonable asumir que la consolidación secundaria comienza después de 1 hora bajo carga constante. En la Figura 8 se presentan las curvas de consolidación en el tiempo para una muestra inalterada y remoldeada (los resultados son análogos para el resto de las muestras). De esta figura, se aprecia que en muestras inalteradas el efecto de creep aumenta significativamente con el nivel de tensión aplicado, particularmente para valores mayores a la presión de preconsolidación.

Como se ilustra en la Figura 9, se observan deformaciones considerables de creep para una muestra inalterada (resultados similares para otras muestras). La Figura 10 muestra el incremento de deformación por creep respecto a la curva de consolidación a 24 horas en diferentes tiempos de consolidación (5 a 50 días), donde se observa que la tasa de deformación aumenta significativamente después de la presión de preconsolidación del material, llegando incluso

a diferencias volumétricas de 3% entre 1 y 50 días de carga constante.

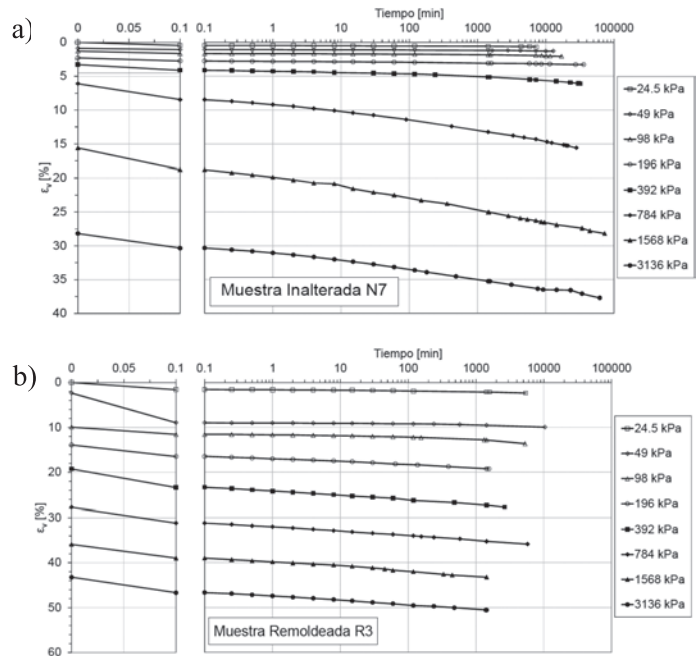


Figura 8: Tiempo-consolidación en muestra: (a) inalterada y (b) remoldeada

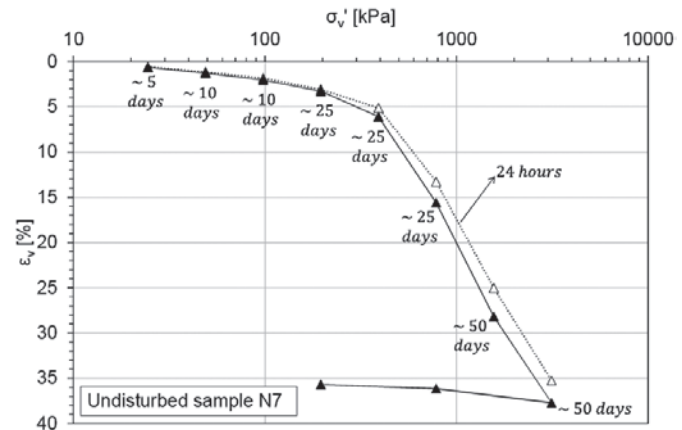


Figura 9: Consolidación después de 24 horas y 5 a 50 días (muestra N7)

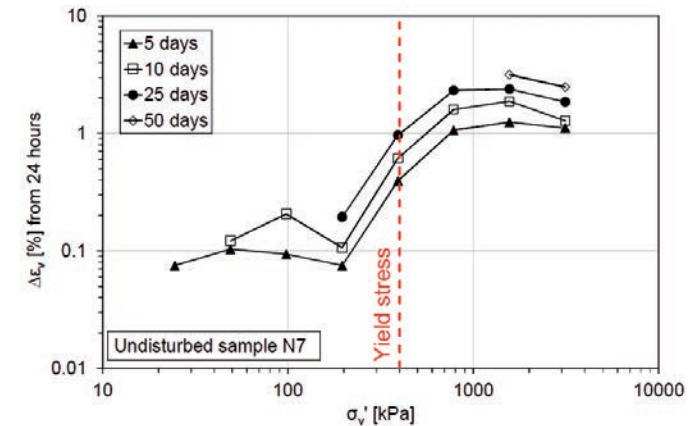


Figura 10. Incremento en la deformación por creep comparado con curva de consolidación a 24 horas (muestra N7)

La evolución del creep se analizó a través del coeficiente de consolidación secundaria $C_\alpha = \Delta e / \Delta \log t$, que resulta prácticamente constante a partir de 1 hora bajo carga constante (Figura 8). La Figura 13 muestra que la evolución de C_α respecto a σ'_v en ensayos edométricos es equivalente a la tendencia de C_c versus σ'_v (Figura 11); *i.e.* incrementa con σ'_v hasta un valor constante después de la presión de preconsolidación. Los resultados indican que se obtiene una razón constante $C_\alpha / C_c = 0.042$, como se observa en la Figura 14, independiente del nivel de presión y tipo de muestra (inalteradas o remoldeadas). Lo anterior confirma lo propuesto por Mesri y Castro (1987), quienes propusieron que la relación C_α / C_c en un suelo es constante; para fines comparativos, valores reportados de C_α / C_c en arenas con rotura de partículas fluctúan en el orden de 0.015 a 0.030 (Mesri y Vardhanabhuti, 2009; Ovalle, 2018).

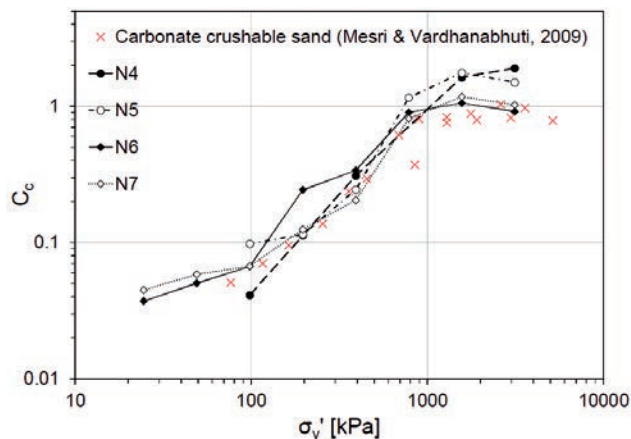


Figura 11: Evolución de C_c

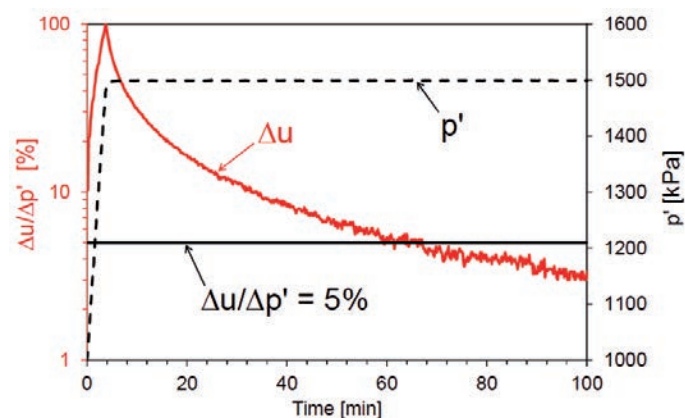


Figura 12: Evolución del exceso de presión de poros (muestra NI2)

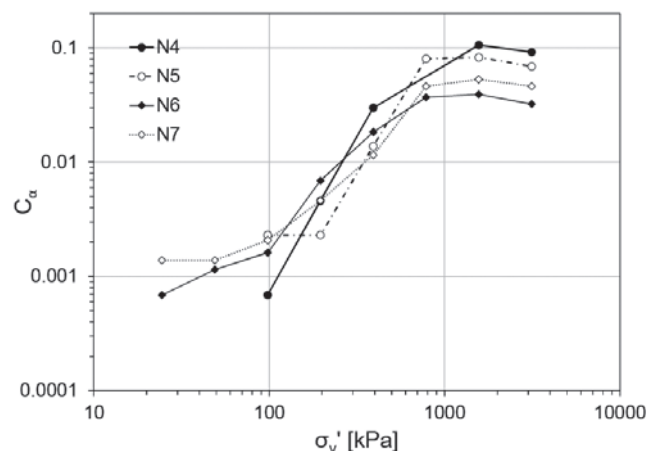


Figura 13: C_α / C_c en muestras inalteradas y remoldeadas

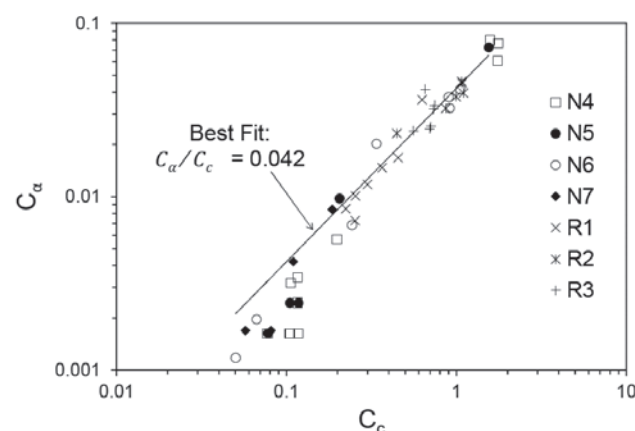


Figura 14: Evolución de C_α

Degradación del módulo de corte

Se realizó una serie de ensayos de columna resonante RC, torsión cíclica TC y triaxiales cíclicos en muestras inalteradas de 50 mm y 100 mm de altura a confinamientos de 100, 200, 400 y 600 kPa, con saturación tal que $B > 95\%$. En la Tabla 3 se presenta el resumen de los ensayos de RC y TC, donde G_{max} y V_s corresponden al módulo de corte máximo obtenido a la menor deformación de corte entregada por el ensayo (rango $\gamma = 10^{-5}$ a 10^{-3} %), y a la velocidad de propagación de onda de corte respectivamente (V_s obtenido de la relación $G = \rho V_s^2$, con ρ la densidad de masa del material). En la Tabla 4 se entrega el resumen de los ensayos triaxiales cíclicos, donde la determinación del módulo de corte G se obtuvo asumiendo un coeficiente de Poisson $\nu = 0.3 \pm 0.05$. En las Figuras 15 y 16 se presentan las curvas de degradación y amortiguamiento del material, donde γ y D corresponden a la distorsión angular y amortiguamiento, respectivamente. La Figura 17 muestra

que los valores de V_s obtenidos en este estudio están en el mismo rango que lo registrado por Maringue (2017) mediante métodos geofísicos in-situ.

La degradación de G mostrada en la Figura 15 se observa a partir de una deformación de corte de 0.01%, mientras que en curvas clásicas de la literatura para suelos finos (Vucetic y Dobry, 1991) y arenas (Seed e Idriss, 1970) esta tendencia comienza a 0.001%. Por otro lado, a deformaciones superiores a 0.3% el suelo diatomáceo se asemeja a las curvas de degradación de suelos finos plásticos de $IP = 15$ a 30. La degradación del material no se ve afectada por el confinamiento efectivo, lo que se asemeja a lo esperado en suelos finos (Ishibashi y Zhang, 1993).

Tabla 3: Resumen ensayos de columna resonante y torsión cíclica

Muestra - Ensayo	p' , kPa	γ_d , kN/m ³	e_0	w , %	G_{max} , MPa	V_s , m/s
1 - RC	100	7.89	2.3	47.9	57	268
1 - TC	100	7.89	2.3	47.9	53	259
1 - RC	200	7.89	2.3	47.9	66	288
1 - TC	200	7.89	2.3	47.9	66	289
2 - RC	200	10.16	1.6	47.9	102	360
2 - TC	200	10.16	1.6	42.5	110	328
2 - RC	400	10.16	1.6	42.5	148	381
2 - TC	400	10.16	1.6	42.5	156	391
2 - RC	600	10.16	1.6	42.5	193	435
2 - TC	600	10.16	1.6	42.5	188	430

Tabla 4: Resumen ensayos triaxiales cíclicos

Muestra	CSR_{ix}	p' , kPa	γ_d , kN/m ³	e_0	w , %	γ , %	G , MPa	D , %
1	0.1	300	10.04	1.6	42.7	0.08	56±2	4.6
1	0.2	300	10.04	1.6	42.7	0.17	50±2	6.3
1	0.3	300	10.04	1.6	42.7	0.28	44±2	7.6
1	0.4	300	10.04	1.6	42.7	0.45	38±2	9.5
2	0.1	650	11.11	1.4	29.8	0.17	64±2	2.3
2	0.2	650	11.11	1.4	29.8	0.41	50±2	3.7
2	0.3	650	11.11	1.4	29.8	0.82	37±2	5.2

Conclusiones

Observaciones microscópicas SEM demuestran que el suelo diatomáceo de Mejillones contiene gran cantidad de frústulas fosilizadas de diatomeas, de superficie altamente rugosa, formas variadas y material silíceo. Estas partículas serían las responsables de la alta porosidad y humedad del suelo en condición natural. Asimismo, el agua retenida en las frústulas daría al suelo un alto Límite Líquido, pero no necesariamente asociado a una alta plasticidad

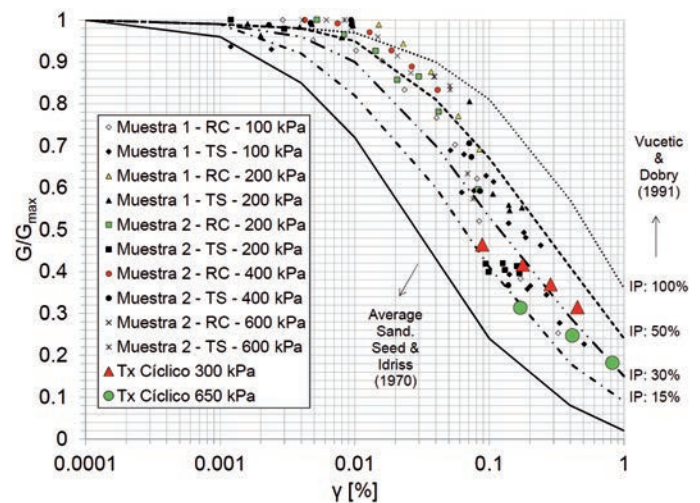


Figura 15: Curvas de degradación del módulo de corte normalizada

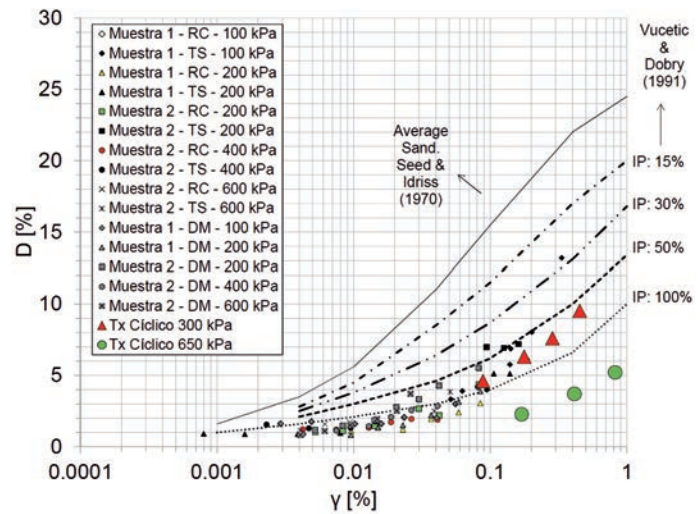


Figura 16: Curvas de amortiguamiento del material (DM: obtenido mediante decremento logarítmico)

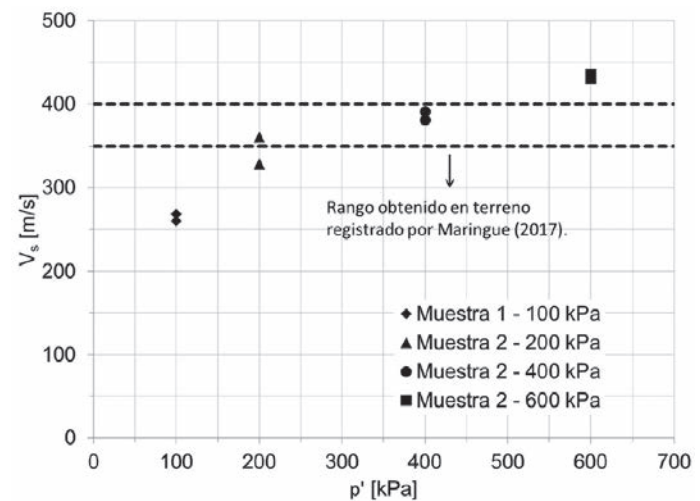


Figura 17: Curvas de degradación del módulo de corte normalizada

en el contexto típicamente entendido en Ingeniería Geotécnica. Debido a las propiedades singulares dadas por las frústulas de diatomea, las correlaciones empíricas clásicas de la literatura para suelos finos no coinciden con el comportamiento de suelos diatomáceos, en especial aquéllas asociadas al Índice de Plasticidad.

A partir de ensayos de consolidación edométrica e isotrópica se obtuvo un índice de compresibilidad promedio C_c de 1.17 y una presión de preconsolidación promedio de 540 kPa. La preconsolidación estaría asociada a procesos de diagénesis puesto que el material estudiado fue extraído a una profundidad no mayor de 3 m. La alta compresibilidad se explicaría por la rotura de frústulas, como se observa en imágenes microscópicas en muestras post ensayo. Además, para cargas superiores a la presión de preconsolidación, el efecto del creep es considerable, con deformación volumétrica de hasta 3% a carga constante entre 1 y 50 días.

La curva de degradación cíclica del módulo de corte prácticamente no se ve afectada por el confinamiento efectivo, es significativamente rígida ($0.98 G_{max}$) hasta deformaciones del orden de 0.01%, y no concuerda con las correlaciones empíricas para suelos finos. Posterior a este valor de deformación, el material se degrada alcanzando valores típicamente asociados a de suelos finos. Los valores de G_{max} son consistentes con resultados de V_s obtenidos in-situ.

Agradecimientos

Este estudio se enmarca dentro del proyecto FONDECYT 11150084, financiado por CONICYT Chile. Los autores agradecen el aporte de Petrus Geotécnicos Consultores Ltda. en la realización de este trabajo.

Referencias

Arenaldi, G. (2018). *Caracterización geotécnica de suelos diatomáceos*. Tesis de Magíster en Ciencias de la Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile

ASTM D2435 (2011). Standard test method for one-dimensional consolidation properties of soils using incremental loading. West Conshohocken, PA, USA, ASTM International

ASTM D4767 (2011). Standard test method for consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils. West Conshohocken, PA, ASTM International

Biarez, J. and Hicher, P.Y. (1994). *Elementary mechanics of soil behaviour: saturated remoulded soils*. Balkema, The Netherlands

Caicedo, B., Mendoza, C., López, F. and Lizcano, A. (2018). Behavior of diatomaceous soil in lacustrine deposits of Bogotá, Colombia. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 10(2), 367-379.

Dano, C., Ovalle, C., Yin, Z., Daouadji, A. and Hicher, P.-Y. (2017). Behavior of granular materials affected by grain breakage. *Advances in Multi-Physics and Multi-Scale Couplings in Geo-Environmental Mechanics*, 1st Edition. Eds. Nicot, F. and Millet, ISTE Press, 95-132

Díaz-Rodríguez, J.A. and González-Rodríguez, R. (2013). Influence of diatom microfossils on soil compressibility. *18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris, 325-328

González, J. (2013). *Geología y estructura submarina de la Bahía de Mejillones: su vinculación con la deformación activa en la plataforma emergida a los 23°S*. Memoria para optar al título de Geólogo, Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile

Hong, Z., Tateishi, Y. and Han, J. (2006). Experimental study of macro-and microbehavior of natural diatomite. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 132(5), 603-610

Ishibashi, I. and Zhang, X. (1993). Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay. *Soils and Foundations* 33(1), 182-191

Kulhawy, F.H. and Mayne, P.W. (1990). Manual on estimating soil properties for foundation design. Geotechnical Engineering Group

Maringue, J. (2017). *Amenaza sísmica en Mejillones mediante una aproximación geofísica: análisis dinámico y amplificación sísmica asociada*. Tesis de Magíster en Ciencias de la Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile

Mesri, G. and Vardhanabhuti, B. (2009). Compression of granular materials. *Canadian Geotechnical Journal* 46(4), 369-392

Mesri, G. and Castro, A. (1987). C_α/C_c concept and K_0 during secondary compression. *Journal of Geotechnical Engineering* 113(3), 230-247

Muñoz, E., y Rivas, M. (2012). Modificación plan regulador comunal de Mejillones, zona urbana consolidada y portuaria Mejillones. Gobierno de Chile

- Nazar, R., Ovalle, C., Barrios, A. y Arenaldi, G. (2016). Caracterización geotécnica y resistencia al corte de suelos diatomáceos y de la interfaz suelo-acero. *IX Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica*, Valdivia
- Nava, T. (2007). *Influencia de las diatomeas en la resistencia al corte del caolín*. Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, México
- Ovalle, C. (2018). Role of particle breakage in primary and secondary compression of wet and dry sand. *Géotechnique Letters* **8**(2), 161-164
- Ovalle (2013). Contribution à l'étude de la rupture des grains dans les matériaux granulaires. Doctoral thesis, Ecole Centrale de Nantes, France.
- Ovalle, C., Dano, C., Hicher, P.-Y. and Cisternas, M. (2015). Experimental framework for evaluating the mechanical behavior of dry and wet crushable granular materials based on the particle breakage ratio. *Canadian Geotechnical Journal* **52**(5), 587-598
- Sánchez, M.A. (2002). *Caracterización geomecánica de diatomeas*. Tesis para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile
- Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1970). Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, USA
- Shiwakoti, D.R., Tanaka, H., Tanaka, M. and Locat, J. (2002). Influences of diatom microfossils on engineering properties of soils. *Soils and Foundations* **42**(3), 1-17
- Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, New York
- Treguer, P., Nelson, D.M., Van Bennekom, A.J., DeMaster, D.J., Leynaert, A. and Quéguiner, B. (1995). The silica balance in the world ocean: a reestimate. *Science* **268**(5209), 375-379
- Verdugo, R. (2008). Singularities of geotechnical properties of complex soils in seismic regions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **134**(7), 982-991
- Vucetic, M. and Dobry, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of Geotechnical Engineering* **117**(1), 89-107
- Wesley, L. D. (2010). Discussion of "Singularities of geotechnical properties of complex soils in seismic regions" by Ramon Verdugo. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **136**(1), 277-279



Efecto de la saturación parcial en la compresibilidad de arenas con rotura de partículas

Effect of partial saturation on the compressibility of crushable sands

Fecha de entrega: 14 de diciembre 2018

Fecha de aceptación: 4 de marzo 2019

Rodrigo Osses^{1,2}, Carlos Ovalle³, Jubert Pineda⁴ y Pedro Barrios⁵

¹ Departamento Ingeniería de Obras Civiles, Universidad de La Frontera, Francisco Salazar 1145, Temuco, Región de la Araucanía, Chile, rodrigo.osses@ufrontera.cl

² Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Pontificia Universidad Católica de Chile, Avda. Vicuña Mackenna 4860, Santiago, 7820436, Chile, rosses@uc.cl

³ Research Institute of Mining and Environment RIME UQAT-Polytechnique, Department of Civil, Geological and Mining Engineering, Polytechnique Montréal, Room A-356, 2900 Édouard Montpetit Blvd, Montreal, QC, H3T 1J4, Canada, carlos.ovalle@polymtl.ca

⁴ Priority Research Centre for Geotechnical Science and Engineering, School of Engineering, The University of Newcastle, Callaghan Campus, Building EA, Newcastle, NSW, 2308, Australia, jubert.pineda@newcastle.edu.au

⁵ DICTUC S.A., Vicuña Mackenna 4860, Macul, Santiago, 7820436, Chile, pbarrios@dictuc.cl

Se presenta un estudio experimental de laboratorio del efecto de la humedad en la compresibilidad y la fluencia lenta (creep) en dos arenas con rotura de partículas, mediante ensayos edométricos en muestras parcialmente saturadas. La humedad se controla mediante la técnica de control de vapor, de tal manera de cubrir un amplio rango de succión de 0 a 340 MPa. Los resultados muestran que, al disminuir la succión (i.e. aumento de humedad), hay más rotura de partículas, la compresibilidad del material aumenta y hay más deformaciones por creep. El estudio de este fenómeno tiene aplicaciones en degradación de materiales granulares ante cambios significativos de humedad, así como deformaciones por creep en obras geotécnicas, como presas de enrocado, balasto ferroviario, entre otros casos.

Palabras clave: rotura de partículas, creep, arena parcialmente saturada, compresibilidad

An experimental laboratory study of the effect of moisture on compressibility and creep in two crushable sands is presented, by means of oedometric tests in partially saturated samples. The material humidity is controlled by the vapor control technique, in order to cover a wide range of suction from 0 to 340 MPa. The results show that, as the suction decreases (i.e. humidity increases), both compressibility and creep deformations increase, due to the higher amount of particle breakage. This phenomenon has applications in degradation of granular materials under significant changes of humidity, as well as deformations by creep in geotechnical works, such as rockfill dams, railway ballast, among other cases.

Keywords: particle breakage, creep, unsaturated sand, compressibility

Introducción

Diversos estudios han demostrado que el principal mecanismo responsable de la compresibilidad no lineal de materiales granulares es la rotura de partículas (Vesic y Clough, 1968; Lade *et al.*, 1996; Biarez y Hicher, 1997; Dano *et al.*, 2017; Ovalle, 2013). Además, es sabido que el aumento de humedad del material incrementa la magnitud de roturas y, en consecuencia, la compresibilidad (Oldecop y Alonso, 2003; Ovalle, 2018). La explicación estaría dada por el fenómeno conocido en la literatura técnica como *Stress Corrosion Cracking* SCC, el cual establece

que, en un material bajo tensión, parte de las microfisuras existentes se exponen, facilitando el ingreso de la humedad. Este proceso genera corrosión y una disminución de la resistencia al fracturamiento de las partículas de arena y agregados de roca (Atkinson, 1982). Así, al incrementarse la tensión y/o la humedad, un material granular experimenta más degradación por rotura de partículas. Además, el SCC puede ser un proceso lento y generar fluencia lenta (creep) por rotura de partículas desfasada (Oldecop y Alonso, 2007; Ovalle *et al.*, 2015). En obras geotécnicas, algunas aplicaciones para el estudio de este fenómeno lo constituyen, por ejemplo, los asentamientos en el tiempo

en grandes presas de material granular, o en pilotes en arena. Este fenómeno ha sido poco estudiado y existe poca información reportada acerca de la influencia de la humedad en la compresibilidad de materiales granulares.

En este trabajo se presenta un estudio experimental de laboratorio para evaluar la compresibilidad y el creep en materiales granulares con rotura de partículas. Se seleccionaron dos arenas de diferente origen y composición mineralógica, las que se ensayaron en compresión edométrica con niveles de tensión de hasta 1.6 MPa, a razón de un incremento de carga por día y en condición parcialmente saturada. La humedad de las muestras se controló mediante la técnica de control de vapor en una celda de compresión edométrica.

Materiales ensayados

Dos muestras de diferente origen y composición mineralógica fueron seleccionadas:

- Colina: roca chancada de cantera de la comuna de Colina en la Región Metropolitana, Chile, extraída desde una pequeña cantera artesanal. El material corresponde a una roca intrusiva perteneciente al Grupo Volcánico de la era del Oligo-Mioceno y llamada *Andesita* (Vergara y Drake, 1979), principalmente compuesta por cuarzo.
- Pilbara: roca chancada proveniente de la región de Pilbara en Western Australia, Australia, obtenida de la roca estéril de una mina de hierro. Es un material de partículas erodadas y transportadas (coluvión) derivadas de una Formación de Bandas de Hierro de la era Precámbrica (Linero *et al.*, 2017), y está principalmente compuesta por *Fe*.

Fotos de los granos de las muestras se presentan en la Figura 1 y las curvas granulométricas de cada material se muestran en la Figura 2.

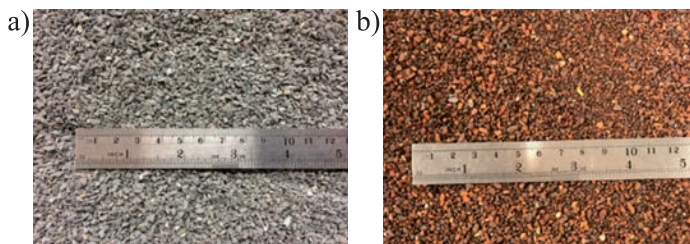


Figura 1: Fotos de las muestras estudiadas de: a) Colina (Sample 1) y b) Pilbara (Sample 2)

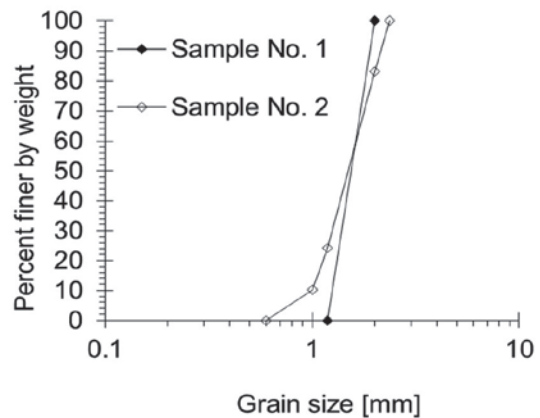


Figura 2: Distribuciones granulométricas de las arenas ensayadas de Colina y Pilbara

Metodología de ensayos

Se realizaron ensayos de compresión edométrica con carga constante en muestras parcialmente saturadas a distintas humedades. Los siguientes niveles de tensión vertical fueron aplicados en cada uno de los ensayos: 10, 25, 49, 98, 196, 392, 785 y 1569 kPa, a través de un incremento de carga por día. Algunos ensayos fueron inundados con agua desmineralizada 24 horas después de la tensión máxima, con el objetivo de evaluar el fenómeno de colapso y creep. Durante todos los niveles de esfuerzo aplicados la deformación fue medida y registrada a partir de 0.1 min y hasta 24 horas (1440 min).

La saturación parcial se impuso mediante la técnica de control de vapor, a través de un circuito de aire cerrado que integra la muestra en un ensayo edométrico. La humedad relativa es controlada dentro del circuito y, una vez alcanzado el equilibrio, se puede mantener constante la humedad y por lo tanto la succión en un material parcialmente saturado (Fredlund y Rahardjo, 1993). La succión puede obtenerse mediante la Ley de Kelvin conociendo la temperatura T y la humedad relativa RH del aire en los poros:

$$\psi = -\frac{RT}{v_{w0}\omega_v} \ln(RH) \quad (1)$$

donde ψ es la succión total, R es la constante universal de los gases (8.31432 J/[mol K]), v_{w0} es el volumen específico del agua, o el inverso de la densidad del agua ($1/\rho_w$ m³/kg) y ω_v es la masa molecular del vapor de agua (18.016 kg/mol).

El circuito cerrado de vapor consiste en una bomba de

aire que genera un flujo circulante entre la muestra y una solución salina saturada, según se muestra en la Figura 3. El sistema incluye un control de presión para no afectar las tensiones totales en el ensayo (presión de aire < 2 kPa), además de 2 higrómetros para el monitoreo de la temperatura y humedad relativa del aire antes y después de pasar a través de la muestra de arena. La Tabla 1 muestra los valores medidos y la succión calculada mediante la ecuación (1). En la Figura 4 se presenta la variación en el tiempo de la humedad y succión para los ensayos en la arena de Colina.

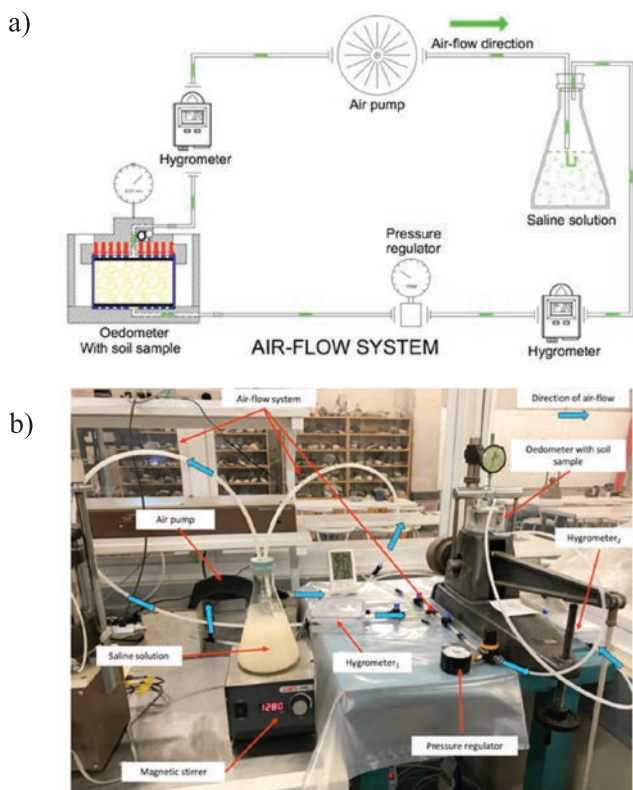


Figura 3: Técnica de control de vapor: a) esquema del circuito hermético b) circuito real

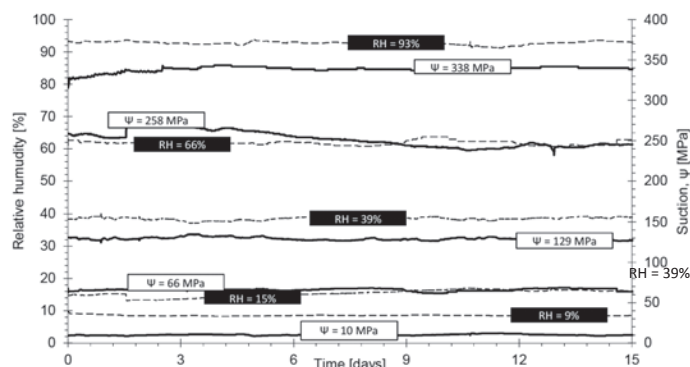


Figura 4: Humedad relativa RH y ψ succión total medidas en muestras de Colina

Tabla 1: Temperatura, humedad relativa y succión en cada ensayo.

Muestra	Solución salina	T promedio, °C	RH promedio, %	Succión total, MPa
Colina	NaOH	18.0	9	338
Colina	KOH	26.5	15	258
Colina	MgCl ₂	20.9	39	129
Colina	NaOH	24.9	66	66
Colina*	NaBr	24.9	66	66
Colina	K ₂ SO ₄	20.5	93	10
Colina	H ₂ O desmineralizada	-	-	0
Pilbara	NaOH	23.9	9	324
Pilbara	MgCl ₂	25.5	45	109
Pilbara	H ₂ O desmineralizada	-	-	0

* Ensayo de repetición

La variación de humedad de la arena en el sistema de control de vapor puede estimarse a partir de las curvas de retención de humedad. Por ejemplo, la Figura 5 muestra estas curvas para la arena de Pilbara, obtenidas en distintas fracciones de tamaño mediante el método del espejo refrigerado con un equipo WP4C (determinación del punto de rocío). El proceso se inicia con un humedecimiento progresivo de las muestras (datos en color negro), hasta alcanzar el mínimo valor de succión y por consiguiente la máxima humedad (datos en color azul) y finalmente un proceso de secado progresivo (datos en color rojo). Los resultados muestran que en los rangos de succión impuestos en el sistema de control de vapor el material de Pilbara presenta una humedad de hasta 2.5%.

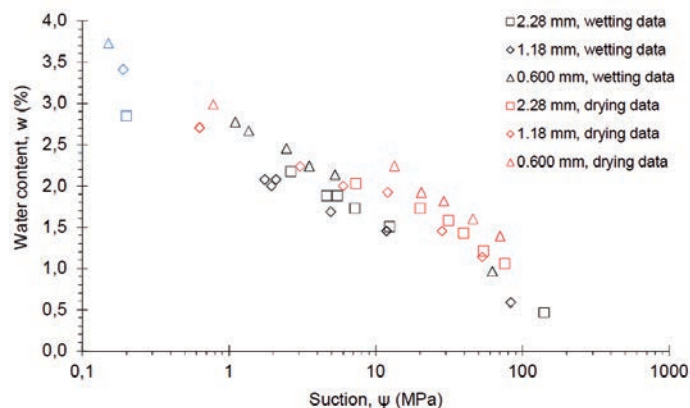


Figura 5: Curvas de retención de humedad Pilbara

Resultados y análisis

La Figura 6 presenta las curvas de compresión edométrica obtenidas para cada muestra y para cada succión aplicada. Las muestras inundadas a la tensión máxima corresponden a los valores de succión 10 y 66 MPa para Colina y 109 MPa para Pilbara. Para ambos casos, las muestras saturadas alcanzan los mayores valores de deformación: 8.2% y 3.8% en Colina y Pilbara, respectivamente; mientras que para valores de succión mayores a 300 MPa las deformaciones son de 4.6% y 3.1% para Colina y Pilbara respectivamente.

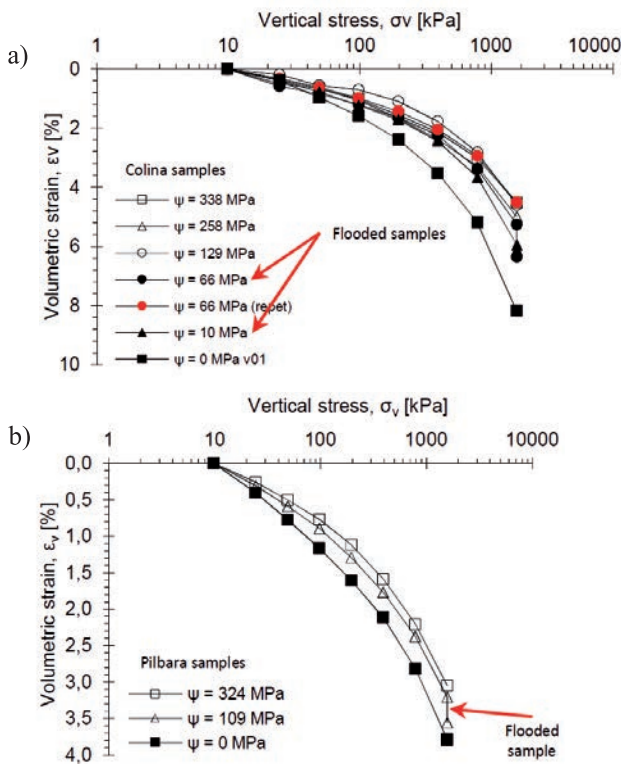


Figura 6: Curvas de compresión edométrica para las muestras de: a) Colina y b) Pilbara

La Figura 7 presenta las curvas de evolución de la granulometría al final de cada ensayo, donde se incluye la granulometría inicial seleccionada para cada muestra de suelo.

La Figura 8 muestra un ejemplo de las curvas de deformación en el tiempo obtenidas para la muestra de Colina con $\psi = 334$ MPa.

Como se esquematiza en la Figura 9, la compresibilidad puede caracterizarse mediante el parámetro $C_c = \Delta e / \Delta \log(\sigma_v)$, mientras que la compresibilidad secundaria, o creep, mediante $C_\alpha = \Delta e / \Delta \log(t)$ (Mesri y Vardhanabuthi, 2009). Las Figuras 10 y 11 muestran los coeficientes C_c y C_α calculados para cada incremento de tensión en todos los

ensayos. Los resultados muestran que la compresibilidad y las deformaciones por creep aumentan con la tensión aplicada y con la humedad.

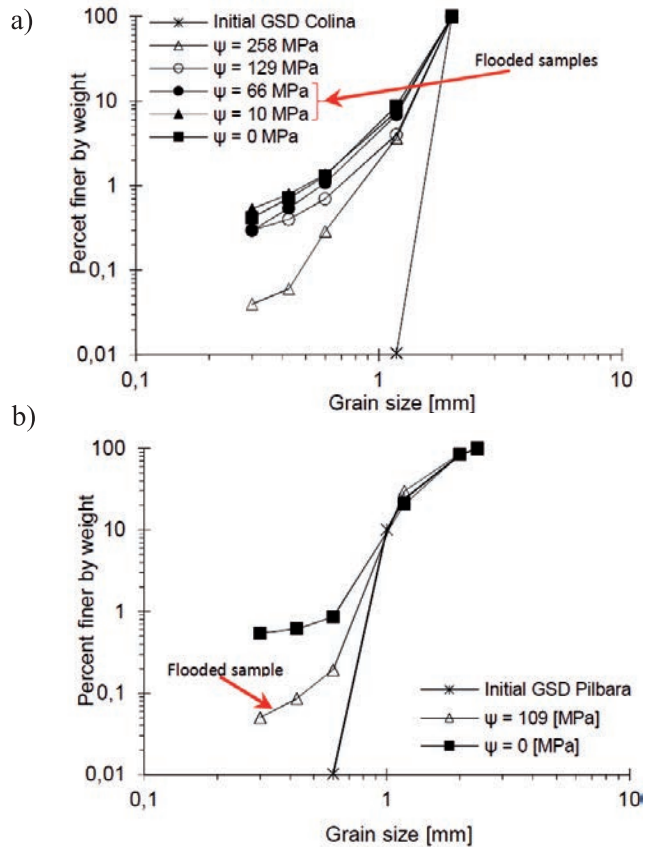


Figura 7: Granulometrías de las muestras de: a) Colina y b) Pilbara

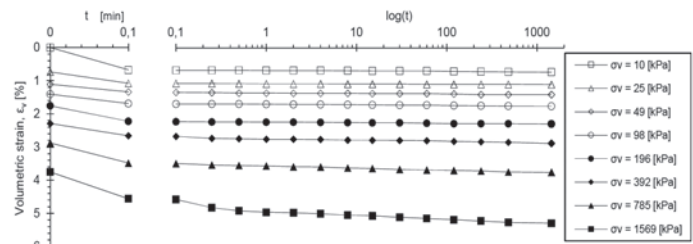


Figura 8: Curvas de deformación en el tiempo en arena de Colina con $\psi = 334$ MPa

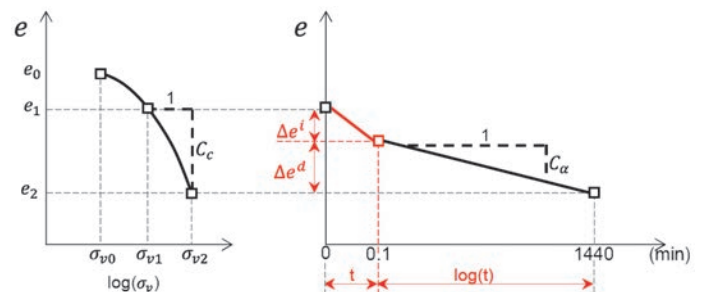


Figura 9: Esquema de cálculo de los coeficientes: a) C_c y b) C_α

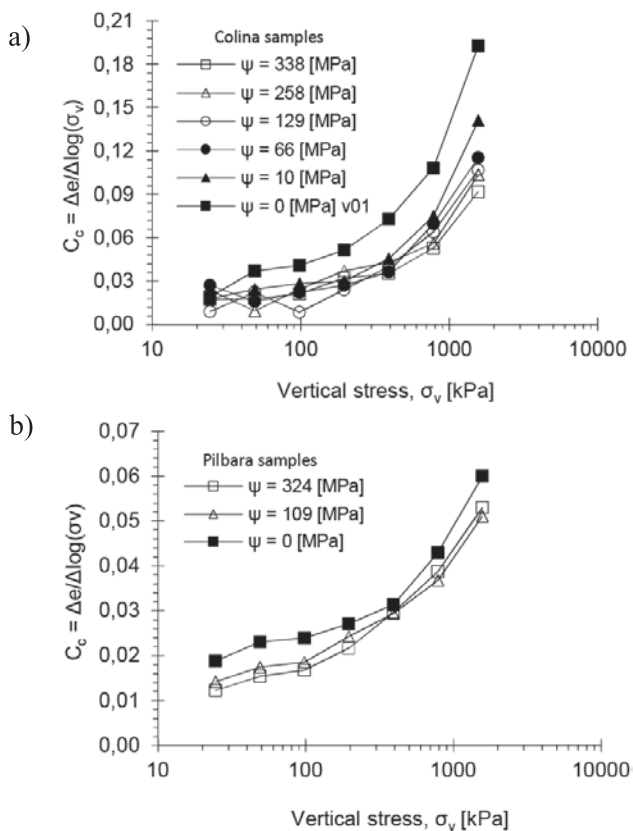


Figura 10: Variación de $C_c = \Delta e / \Delta \log(\sigma_v)$ versus la tensión vertical para las muestras de: a) Colina y b) Pilbara

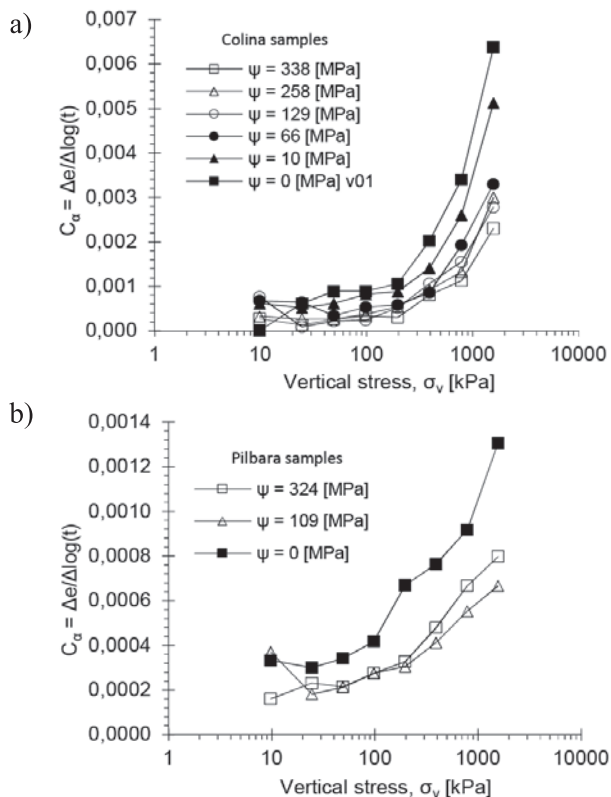


Figura 11: Variación de $C_\alpha = \Delta e / \Delta \log(t)$ versus la tensión vertical para las muestras de: a) Colina y b) Pilbara

Según la Figura 8 y el esquema de la Figura 9, en cada incremento de tensión se generan 2 mecanismos de deformación: instantáneo y desfasado (creep). Así, la deformación puede desacoplarse en instantánea ϵ^i (medida a 0.1 min en este estudio) o de creep ϵ^d (medida a 1440 min en este estudio). Basados en este concepto, Oldecop y Alonso (2001) propusieron un modelo constitutivo para materiales granulares incluyendo el efecto de creep debido a la rotura de partículas, donde el índice de compresibilidad en el tiempo λ^d depende de la succión, mientras que el índice de compresibilidad instantáneo λ^i es independiente de la succión.

$$d\epsilon = d\epsilon^i + d\epsilon^d = \lambda^i d\sigma + \lambda^d(\psi) d\sigma \quad (2)$$

Las Figuras 12 y 13 muestran los valores de ϵ^i y ϵ^d , respectivamente, para las arenas de Colina y Pilbara. En concordancia con la hipótesis de Oldecop y Alonso (2001), en ambos materiales se obtiene una relación ϵ^d versus σ_v que depende de la succión. Sin embargo, en la arena de Colina se observa que la relación ϵ_i vs σ_v también depende de la succión, *i.e.* $\lambda^i = \lambda^i(\psi)$.

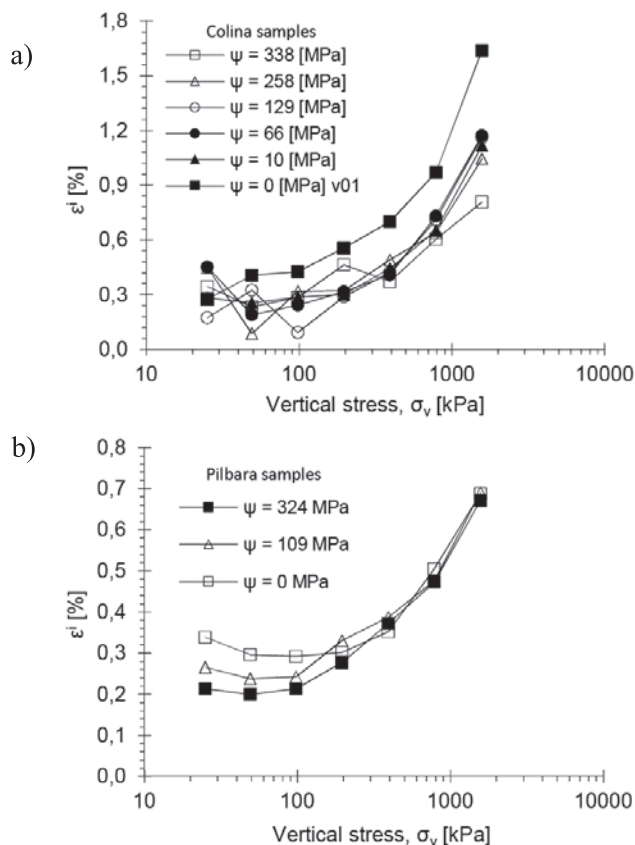


Figura 12: Deformación instantánea ϵ^i para las muestras de: a) Colina y b) Pilbara

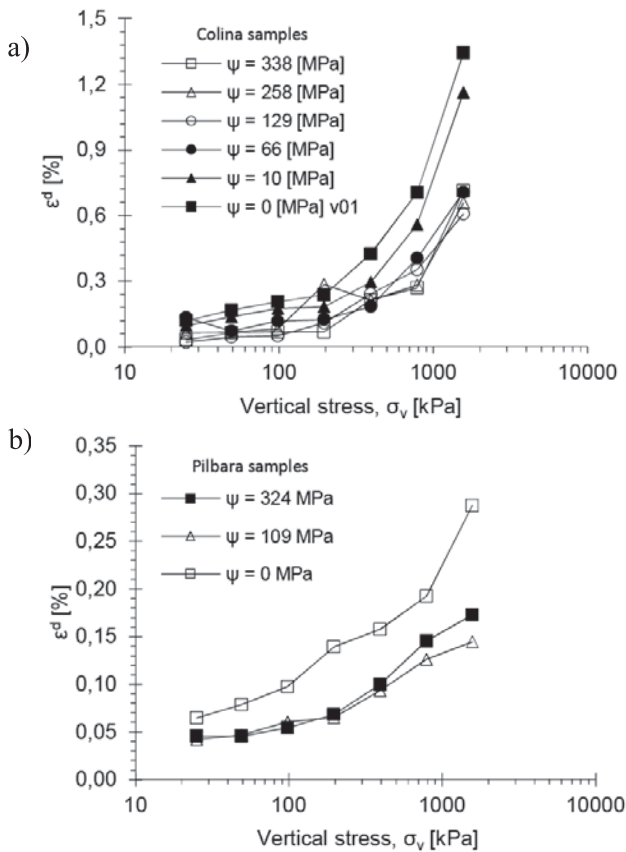


Figura 13: Deformación desfasada o de creep ϵ^d para las muestras de: a) Colina y b) Pilbara

Conclusiones

Se presenta un estudio experimental de laboratorio del efecto de la humedad en la compresibilidad y la fluencia lenta (creep) de dos arenas con rotura de partículas, mediante ensayos edométricos en muestras parcialmente saturadas. Las principales conclusiones del estudio son las siguientes:

- La compresibilidad aumenta con la humedad, debido a un incremento de la rotura de partículas.
- Los ensayos muestran que se generan deformaciones por creep, con un índice de compresibilidad secundario (C_{α}) que aumenta con la disminución de la succión, es decir, a mayor humedad hay más deformaciones por creep.
- El mecanismo de deformación en un incremento de tensión se puede desacoplar en una deformación instantánea y una desfasada (creep); para un nivel de tensión dado, ambos valores dependen de la succión.

Agradecimientos

Este estudio se enmarca en el proyecto FONDECYT 11150084, financiado por CONICYT. El primer autor agradece el financiamiento de la Beca de Doctorado en Chile otorgada por CONICYT.

Referencias

- Atkinson, B. (1982). Subcritical crack propagation in rocks: experimental results and applications. *Journal of Structural Geology* 4(1), 41–56
- Biarez, J. et Hicher P.Y. (1997). Influence de la granulométrie et de son évolution par ruptures de grains sur le comportement mécanique de matériaux granulaires. *Revue Française de Génie Civil* 1(4), 607–631
- Dano, C., Ovalle, C., Yin, Z., Daouadji, A. and Hicher, P.-Y. (2017). Behavior of granular materials affected by grain breakage. *Advances in Multi-Physics and Multi-Scale Couplings in Geo-Environmental Mechanics*, 1st Edition. Eds. Nicot, F. and Millet, ISTE Press, 95-132
- Fredlund, D.G. and Rahardjo, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. John Wiley & Sons Inc.
- Lade, P., Yamamuro, J. and Bopp, P. (1996). Significance of particle crushing in granular materials. *Journal of Geotechnical Engineering* 122(4), 309–316
- Linero, S., Fityus, S., Simmons, J., Lizcano, A. and Cassidy J. (2017). Trends in the evolution of particle morphology with size in colluvial deposits overlying channel iron deposits. *Powders and Grains 2017 – 8th International Conference on Micromechanics on Granular Media, EPJ Web of Conferences* 140, 14005. EDP Sciences
- Mesri, G. and Vardhanabhuti, B. (2009). Secondary compression. *Canadian Geotechnical Journal* 46(4), 369–392
- Oldecop, L.A. and Alonso, E.E. (2007). Theoretical investigation of the time-dependent behaviour of rockfill. *Géotechnique* 57(3), 289–301
- Oldecop, L.A. and Alonso E.E. (2003). Suction effects on rockfill compressibility. *Géotechnique* 53(2), 289–292
- Oldecop, L.A. and Alonso E.E. (2001). A model for rockfill compressibility. *Géotechnique* 51(2), 127-139



Ovalle, C. (2018). Role of particle breakage in primary and secondary compression of wet and dry sand. *Géotechnique Letters* **8**(2), 161–164

Ovalle (2013). Contribution à l'étude de la rupture des grains dans les matériaux granulaires. Doctoral thesis, Ecole Centrale de Nantes, France.

Ovalle, O., Dano, C., Hicher, P.Y. and Cisternas, M. (2015). Experimental framework for evaluating the mechanical behavior of dry and wet crushable granular materials based on the particle breakage ratio. *Canadian Geotechnical Journal* **52**(5), 587–598

Vergara, M. y Drake, R. (1979). Edades K/Ar en secuencias volcánicas continentales postneocomianas de Chile Central: su depositación en cuencas intermontanas restringidas. *Revista de la Asociación Geológica Argentina* **34**, 42–52

Vesic, A. and Clough, G. (1968). Behavior of granular materials under high stresses. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* **94**(3), 661–688



Determinación de la curva de retención de agua para relaves multimetálicos de la industria minera de Chile

Determination of the soil-water characteristic curve for multimetal tailings of the mining industry of Chile

Fecha de entrega: 6 de diciembre 2018

Fecha de aceptación: 29 de abril 2019

Jaime Musso¹ y Gonzalo Suazo²

¹ Laboratorio de Ensaye de Materiales y Control de Obra LEMCO, Universidad Técnica Federico Santa María, Lab 313, Av. España #1680, Valparaíso, Chile, jaime.musso.hott@gmail.com

² Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Técnica Federico Santa María, Avenida España 1680, Valparaíso, Chile, gonzalo.suazo@usm.cl

Los depósitos de relaves están expuestos a una serie de fenómenos que promueven su desaturación y su evolución a una condición parcialmente desaturada, e.g. procesos de infiltración y generación de frentes de evaporación. Lo anterior se traduce en la generación de presiones de poros negativas en los espacios intersticiales lo que condiciona la tasa de flujo de agua y oxígeno, las tasas de evaporación y la estabilidad física de la estructura (resistencia al corte). Para poder caracterizar estos fenómenos es necesario conocer la curva de retención de agua (SWRC), que relaciona gráficamente el estado de humedad y la succión desarrollada en el material. La obtención de esta curva, especialmente para suelos finos, requiere extensos periodos de tiempo para su determinación, por lo que en la práctica se tienden a estimar estas curvas a partir de modelos de estimación aproximados no disponibles para relaves. Considerando lo anterior, el presente estudio contempla la caracterización y obtención de la SWRC de 13 muestras de relaves provenientes de la industria minera nacional y se propone un modelo de estimación simplificado de la SWRC a partir del contenido de finos, humedad de saturación y la gravedad específica de los relaves. Este modelo facilita la caracterización de fenómenos de respuesta no saturados en etapas de ingeniería básica. De manera adicional, se presenta la permeabilidad parcialmente saturada de estos materiales.

Palabras clave: curva de retención de agua, succión, relaves, suelo no saturado

Tailings storage facilities are exposed to a series of phenomena that promote the desaturation of the materials, e.g. seepage and evaporation fronts. The desaturation generates negative pore pressure, the so-called suction, in the pore space, which controls unsaturated seepage, transport of solutes, and shear strength of the facility. If these phenomena need to be characterized, the Soil Water Retention Curve (SWRC) is needed. This curve relates water content and suction. The construction of the SWRC in fine-grained soils requires significant equalization times, when using conventional direct methods, which limits its routine determination. Therefore, practitioners use approximate models, which are not commonly available for tailings. Regarding this, the present study explores SWRC determination in tailings samples recover from 13 tailings in Chile. A simplified estimation model is proposed based on basic properties of the material, e.g. fines content, saturation water content and the soil's specific gravity. This type of model will allow for the construction of the SWRC in the early development of engineering for tailings. In addition to this, unsaturated permeability of the tailings is characterized.

Keywords: soil water retention curve, suction, tailings, unsaturated soil

Introducción

A diferencia de los suelos saturados y los suelos secos, los suelos parcialmente saturados están constituidos por

tres fases: la fase sólida, líquida y gaseosa. La interacción del agua y aire en los espacios vacíos generan tensiones intersticiales negativas o succión (Fredlund y Rahardjo,

1993). El estudio de suelos parcialmente saturados presenta una alta complejidad y un nivel de desarrollo científico e ingenieril limitado en comparación al nivel de conocimientos en la respuesta de suelos en estados límites, *i.e.* seco o saturado (Fredlund, 2000). Con el desarrollo de las tecnologías, las barreras de cálculo computacional que antiguamente limitaron el desarrollo de la ingeniería de suelos parcialmente saturados ha prácticamente desaparecido, y por tanto, se ha avanzado en la comprensión de fenómenos como flujos no saturados e infiltración, respuesta al corte bajo succión, estabilidad de suelos naturales y en el diseño de elementos de control de contaminantes, *e.g.* barreras capilares (Fredlund, 2000). El estudio de las propiedades de suelos parcialmente saturados se suele basar en la definición de la curva de retención de agua (SWRC por su sigla en inglés) para cada material, *i.e.* curva que establece la relación entre la succión matricial y el contenido de humedad o grado de saturación de un suelo (Mahmood y Kareem, 2010). Esta curva permite determinar otras propiedades básicas de los suelos como lo son la permeabilidad no saturada y caracterizar fenómenos avanzados como la resistencia de corte y cambios volumétricos.

Los depósitos de relaves están sometidos a una serie de fenómenos no saturados como lo son la infiltración de agua hacia el subsuelo y la superficie, la generación de frentes de evaporación, el agrietamiento de relaves integrales o los efectos de la succión en procesos de erosión. Si bien estos fenómenos han recibido una baja atención en el pasado, se espera que se incorporen en etapas de diseño y verificación de estabilidad física-química de los depósitos. Por tanto, existe la necesidad de avanzar hacia la caracterización de la SWRC para relaves provenientes de la industria minera nacional que permitan a ingenieros contar con información preliminar para el desarrollo de ingeniería básica. En este contexto, el presente estudio caracterizará la SWRC de 13 relaves provenientes de la industria del hierro, cobre, molibdeno y oro. Esta recopilación incluye arenas de relaves, lamas y relaves integrales. Por último, se propone un método simplificado para la obtención de la SWRC a partir de parámetros básicos de los relaves.

Curva de retención de agua

La curva de retención de agua SWRC, como representación gráfica de la relación entre la succión del suelo y su

contenido de humedad, representa el estado energético del suelo para una determinada humedad o grado de saturación (Mahmood y Kareem, 2010). Esta curva, constituye la capacidad de conservación de agua de un suelo ante distintos estados de succión, presentando tres zonas claramente identificables y divididas por dos puntos, como se puede observar en la Figura 1a, conocidos con el nombre de punto de entrada de aire o *air entry value* (AEV), y el punto de succión residual (Aubertin *et al.*, 1998). Además, la SWRC tiene comportamientos particulares según la granulometría de la muestra analizada como se presenta en la Figura 1b, donde los suelos finos presentan mayores succiones que los suelos gruesos a una misma humedad.

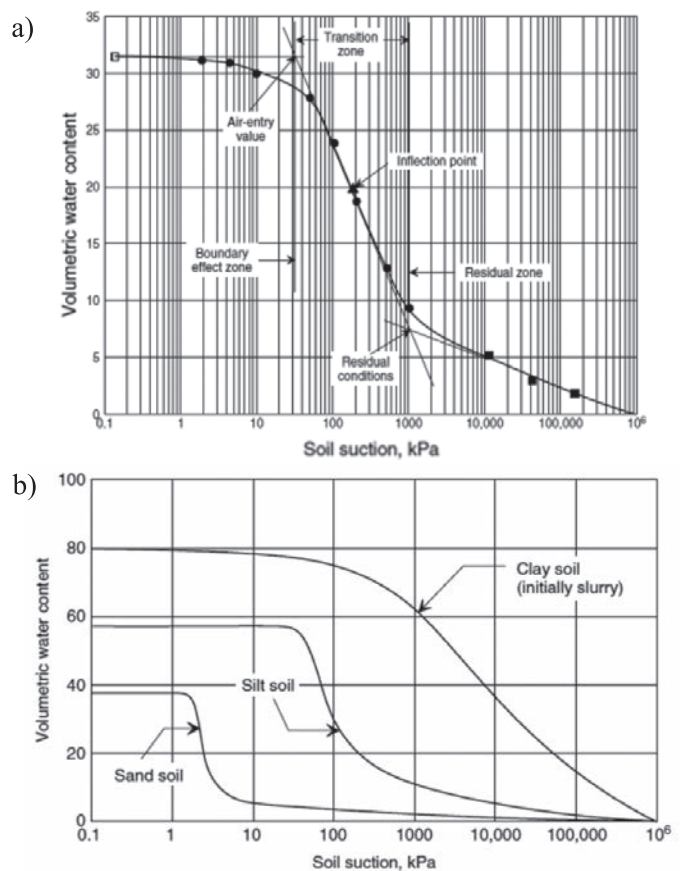
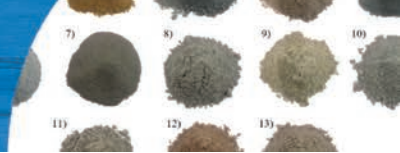


Figura 1: a) Puntos y zonas características de la SWRC y b) forma típica de la SWRC para arenas, limos y arcillas (Fredlund y Rahardjo, 1993)

Caracterización de relaves

Se estudiaron las SWRCs de 13 relaves de la industria minera nacional mediante cámara de presión y platos cerámicos porosos estandarizado bajo la norma ASTM D6836 (2002). Además, se realizó una completa



caracterización geotécnica de las muestras de relaves. Los relaves analizados mostrados en la Figura 2, provienen de tranques y embalses de relaves como así también de depósitos de relaves en pasta y filtrados de la industria del cobre, molibdeno, oro y hierro. La información particular de estos depósitos de relaves se presenta en la Tabla 1.



Figura 2: Relaves utilizados en el presente estudio geotécnico.

Para la caracterización de los relaves, se realizaron ensayos de gravedad específica, densidad mínima, Proctor estándar, granulometría por tamizado y sedimentación, límites de Atterberg y permeabilidad saturada, siguiendo normativa

chilena y ASTM. Los resultados de esta caracterización geotécnica se presentan de forma resumida en la Tabla 1. A partir de clasificación USCS, se identifican tres grupos o tipos de relaves (SM, ML-CL, CL) y cuyas distribuciones granulométricas se presentan en la Figura 3.

Análisis de la SWRC obtenidas mediante la técnica de traslación de ejes

Las curvas de retención de agua fueron obtenidas mediante una cámara de presión bajo la técnica de traslación de ejes (Riquelme y Godoy, 2016). La cámara y el sistema de control de presión fueron desarrollados e implementados en los laboratorios de Geotecnia de la UTFSM (LEMCO). Los valores experimentales de la SWRC fueron obtenidos mediante la medición de cinco puntos característicos de forma equidistante en una gráfica logarítmica, *i.e.* 0.1, 30, 100, 400 y 1500 kPa, donde el segundo y último punto corresponden aproximadamente a los valores del punto de la entrada de aire AEV y succión residual de la SWRC. Los tiempos de equilibrio (*equalization time*) fueron en general superiores a 7 días. El primer punto de contenido de agua de la curva (0.1 kPa para reflejar succión nula) corresponde al contenido gravimétrico de humedad al límite de saturación

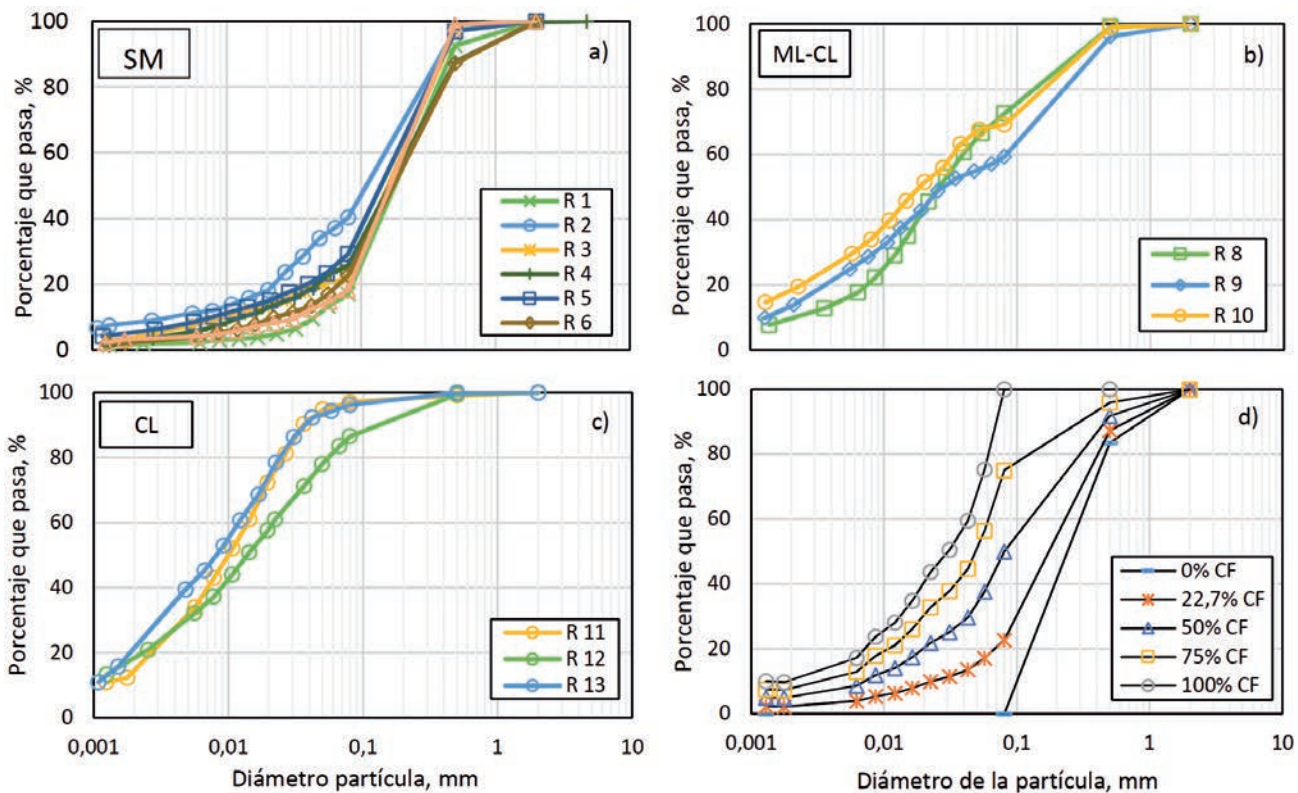


Figura 3: Granulometrías para relaves: a) con clasificación SM, b) con clasificación ML-CL, c) con clasificación CL y d) relaves sintéticos a partir de relave N°6 para calibración de los modelos de estimación.



Tabla 1: Resumen caracterización relaves multimetálicos provenientes de la industria chilena.

# Relave	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Mineral	Cobre	Cobre	Cobre	Cobre	Cobre	Cobre-molibdeno	Cobre	Cobre	Cobre	Cobre	Cobre	Hierro	Cobre-oro
Tipo depósito	Tranque	Tranque	Tranque	Tranque	Tranque	Embalse	Tranque	En pasta	Tranque	Tranque	Tranque	En pasta	Tranque
Tipo muestra	Arena ciclonada	Integral	Arena ciclonada	Arena ciclonada	Arena ciclonada	Arena ciclonada	Arena ciclonada	Integral	Integral	Integral	Lama ciclonada	Integral	Lama ciclonada
G_s	2.83	3.12	2.86	2.73	3.07	2.70	2.90	2.71	2.79	2.83	2.9	3.02	3.17
ρ_{\min} , t/m ³	1.46	1.33	1.29	1.34	1.59	1.38	1.41	1.30	1.13	0.99	1.04	1.28	0.98
Proctor, t/m ³	1.79	1.84	1.62	-	1.97	1.73	1.83	1.79	1.84	1.79	1.83	2.03	1.80
w Proctor, %	13.40	16.30	14.30	-	15.60	15.36	13.82	15.55	15.51	17.12	15.47	15.38	15.53
LL, %	N/D	18.51	N/D	N/D	N/D	N/D	N/D	17.18	19.46	19.6	25.2	23.2	28.5
LP, %	-	16.48	-	-	-	-	-	12.82	14.52	12.7	14.64	10.69	14.39
IP, %	-	2.03	-	-	-	-	-	4.36	4.94	6.90	10.56	12.51	14.11
Clas. USCS	SM	SM	SM	SM	SM	SM	SM	ML-CL	ML-CL	ML-CL	CL	CL	CL
K_s , cm/s	$3.4 \cdot 10^{-4}$	$1.8 \cdot 10^{-5}$	S/I	S/I	S/I	$4.0 \cdot 10^{-4}$	S/I	$1.2 \cdot 10^{-6}$	S/I	$1.8 \cdot 10^{-6}$	S/I	$4.6 \cdot 10^{-7}$	$2.8 \cdot 10^{-7}$
e (ρ_{\min})	0.94	1.34	1.21	1.04	0.93	0.96	1.06	1.09	1.47	1.86	1.79	1.36	2.22
e (lím. de sat.)	0.52	0.96	0.85	0.55	0.61	0.52	0.67	0.69	0.91	0.71	1.10	0.97	1.21
n (lím. de sat.)	0.34	0.49	0.46	0.36	0.38	0.34	0.40	0.41	0.48	0.42	0.52	0.49	0.55
w_s , %	18.3	30.7	29.7	20.3	19.7	19.1	23.0	25.6	32.5	25.1	37.9	32.0	38.1
D_{\max} , mm	0.42	0.42	0.42	2.00	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.07	0.42	0.07
% grava	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
% arena	83.68	59.70	78.29	74.98	71.32	78.32	83.37	26.67	41.57	30.74	3.20	13.46	4.15
% limos	14.47	31.09	18.00	22.40	23.25	19.28	13.29	63.61	44.97	50.95	82.21	68.14	74.36
% arcillas	1.85	8.34	3.70	2.62	5.43	2.39	3.33	9.72	13.46	18.31	14.58	18.39	21.49
D_{10} , mm	16.32	39.43	21.71	25.02	28.68	21.68	16.63	73.33	58.43	69.26	96.8	86.54	95.85
D_{30} , mm	0.045	0.004	0.010	0.013	0.008	0.023	0.033	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
D_{60} , mm	0.100	0.040	0.097	0.083	0.076	0.090	0.095	0.013	0.009	0.006	0.002	0.005	0.003
D_{90} , mm	0.198	0.135	0.208	0.193	0.187	0.202	0.181	0.039	0.083	0.033	0.012	0.002	0.012
C_u	0.395	0.336	0.360	0.449	0.360	0.588	0.346	0.230	0.313	0.250	0.038	0.117	0.037

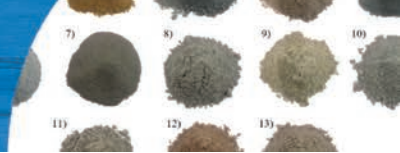
(w_s), determinado de manera experimental y que se resume en la Tabla 1.

Para la representación de los puntos en una curva única y continua, los valores experimentales fueron inicialmente ajustados mediante diversos modelos de regresión, como lo son van Genuchten (1980), Fredlund y Xing (1994) y Pham y Fredlund (2011). Sin embargo, el modelo que mejor representa el comportamiento de la SWRC en relaves resultó ser Fredlund y Xing (1994), lo que es consistente con otras investigaciones en relaves (Suazo *et al.*, 2016), y que relaciona la humedad gravimétrica del material (w) con el contenido de agua de saturación (w_s),

la succión (ψ), y succión residual (ψ_r) del suelo, según (1). Los parámetros a , m y n son parámetros de ajuste que eventualmente podrían tener un significado físico (Suazo *et al.*, 2016).

$$w(\psi, a, n, m) = \frac{w_s}{\left(\ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right] \right)^m} * \left[1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{1.000.000}{\psi_r} \right)} \right] \quad (1)$$

De la Figura 4 se puede observar que los relaves constituidos principalmente por arenas poseen un quiebre asociado al AEV a una succión menor que para los relaves más finos,



lo que es esperable debido a que las mayores presiones intersticiales se generan en materiales más finos. Se debe mencionar que el AEV representa el punto para el cual comienza a ingresar aire a la matriz de suelo en el proceso de desaturación. La ubicación de este punto se presenta en la Figura 5a.

Algo similar ocurre con la pendiente de la curva en la zona de desaturación, la que es significativamente menor en relaves más finos (lamas), como resultado de una mayor demanda de tensión a un contenido de humedad dado. La determinación del punto de la entrada de aire AEV depende del método de ajuste seleccionado, e.g. van Genuchten *et al.* (1991) o Fredlund y Xing (1994). En la Figura 5b se presenta el valor de AEV para ambos modelos (ψ_{VG} , ψ_{FX}) considerando la clasificación general de los tipos de relaves estudiados. Además, se incluye el valor de ψ_{90} (succión al 90% del contenido de agua de saturación) que en general representa una buena y simple aproximación al AEV.

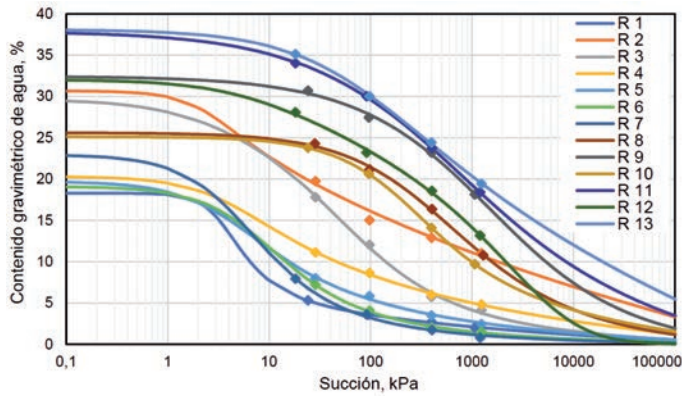


Figura 4: Dispersión de valores experimentales y ajuste mediante modelo de Fredlund y Xing (1994) para relaves provenientes de la industria minera de Chile

Conductividad hidráulica parcialmente saturada

El estudio de la permeabilidad no saturada es la base para el estudio de flujos no saturados en depósitos de relaves, e.g. flujo de drenaje ácido una vez que los depósitos se exponen al aire y agua. Una buena aproximación de esta curva se obtiene a partir de la SWRC y el coeficiente de conductividad hidráulica saturado (K_s) del material utilizando la expresión (2) propuesta por van Genuchten (1980) y validada por Khire *et al.* (2000):

$$\frac{K_{\psi}}{K_s} = \frac{\left\{1 - (\alpha\psi)^{n-1} [1 + (\alpha\psi)^n]^{-m}\right\}^2}{[1 + (\alpha\psi)^n]^{m/2}} \quad (2)$$

donde α , m y n son los parámetros de regresión del modelo de van Genuchten y K_{ψ} es la conductividad hidráulica no saturada. La ecuación (2) ha sido ajustada a las SWRCs de los relaves 1 y 10 en la Figura 6. Se puede observar que la conductividad hidráulica decae rápidamente luego de que se excede la succión al AEV. Lo anterior ocurre a succiones bajo 10 kPa para arenas y 100 kPa para limos. En todo el rango de succiones, K_{ψ} es menor para limos que para arenas, lo que se traduce en una mayor dificultad del líquido para fluir en relaves tipo lamas o integrales.

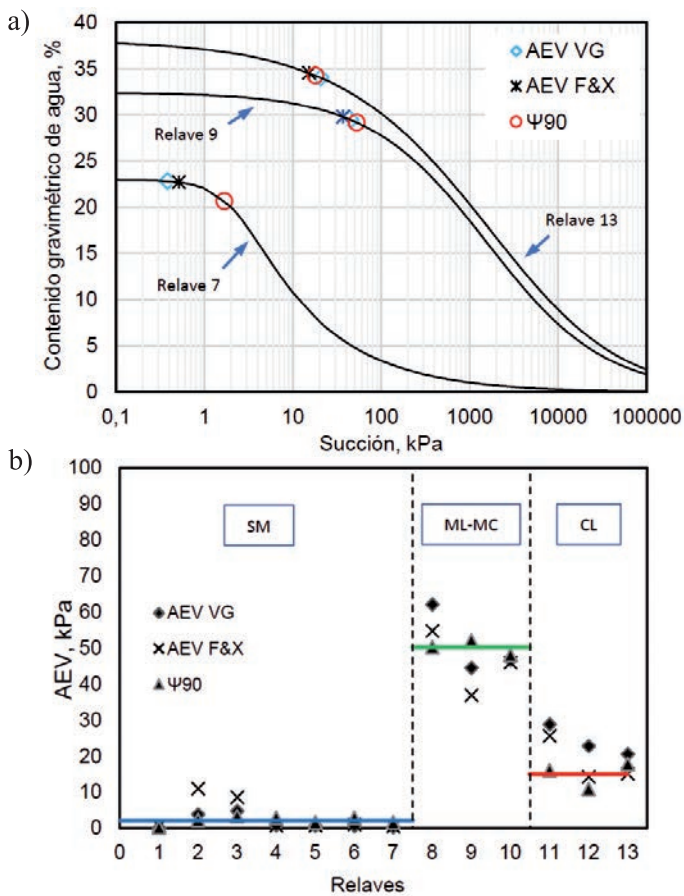


Figura 5: a) Ubicación de los AEV en tres relaves de tipo SM, ML-CL y CL de la industria nacional y b) distribución de las magnitudes de los AEV para los 13 relaves en estudios según clasificación

Propuesta de modelo de estimación rápida de SWRC en relaves

Se propone un modelo de estimación rápida de la curva de retención de agua para estudios de ingeniería básica a partir de la humedad de saturación (w_s) y el contenido de finos CF del material. Se propone además una segunda

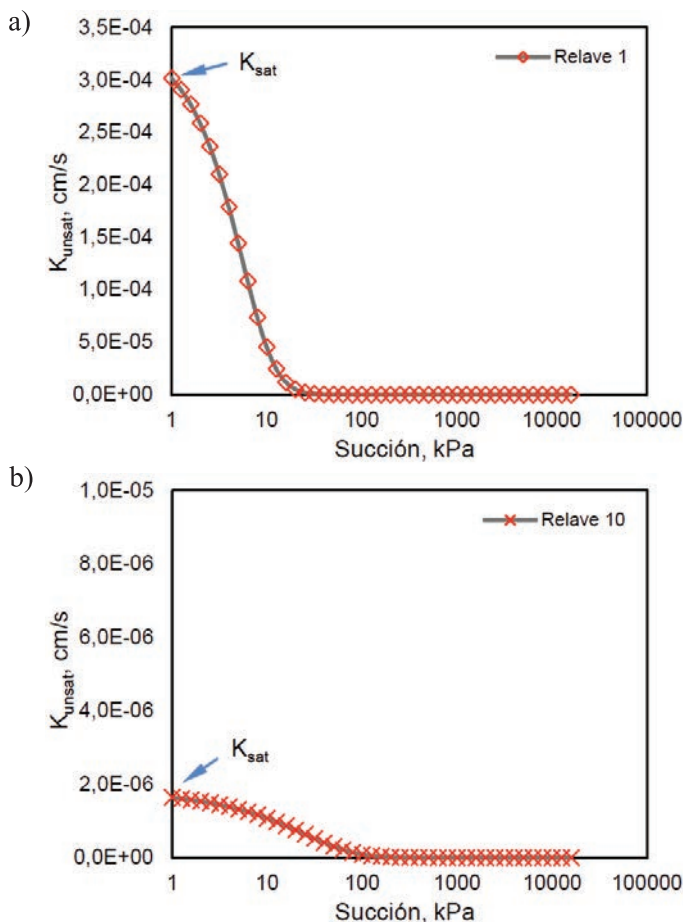


Figura 6: Conductividad hidráulica parcialmente saturada para: a) relave 1 y b) relave 10

simplificación para la obtención de (w_s) a partir de la gravedad específica de los sólidos G_s y CF. El modelo de estimación que se desarrolla en este apartado, se construye a partir de la regresión de los parámetros del modelo de van Genuchten (α_{VG} , m_{VG} , n_{VG}).

Asumiendo una succión residual nula, i.e. modelo 5 de Vereeken *et al.* (1989), presentada en la ecuación (3), y bajo la hipótesis que la SWRC en relaves está fuertemente condicionada por la cantidad de finos presente en el material, se construyeron granulometrías sintéticas (i.e. se modificó su CF) con muestras del relave 6, lo que resultó en granulometrías con CF de 0, 23, 50, 75 y 100%, mostradas en la Figura 3d. Para estas cinco muestras se obtuvieron experimentalmente sus SWRCs, según se presenta en la Figura 7. La variación de los parámetros de regresión con el CF se ajustó mediante polinomios de segundo grado lo que arrojó coeficientes de correlación cercanos a la unidad:

$$w(\psi, a, n, m) = \frac{w_s}{\left(1 + \left[\frac{\psi}{a}\right]^n\right)^m} \tag{3}$$

$$\alpha_{VG} = 0,0233CF^2 - 0,306CF + 0,3767 \tag{4}$$

$$m_{VG} = 0,00007CF^2 + 0,001CF + 0,1395 \tag{5}$$

$$n_{VG} = 0,0003CF^2 - 0,0517CF + 3,6221 \tag{6}$$

$$w_s = 0,15CF + 12G_s - 15,53 \tag{7}$$

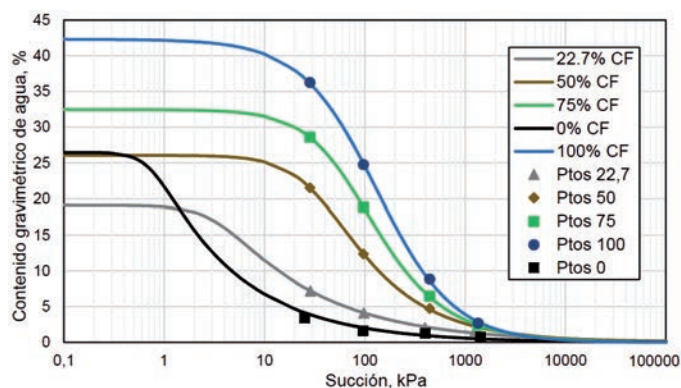


Figura 7: SWRCs provenientes del relave 6 con granulometrías sintéticas.

Con la obtención de los parámetros antes presentados y la humedad de saturación es posible estimar la SWRC para un relave dado. Por otro lado, un análisis de significancia de propiedades de los relaves arrojó que w_s se relaciona adecuadamente con G_s y CF, según se presenta en la Figura 8, y siguiendo una relación lineal de la forma presentada en la ecuación (7).

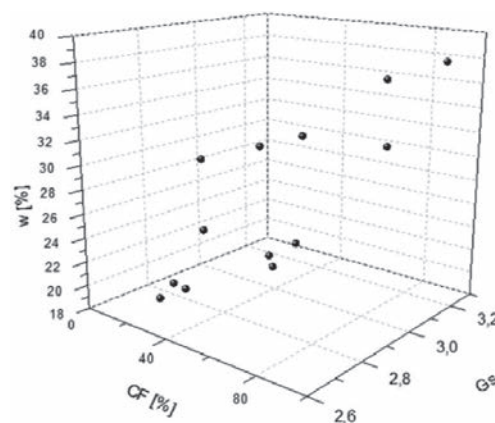
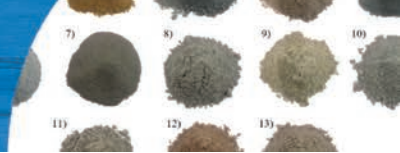


Figura 8: Relación experimental entre el contenido de finos CF, gravedad específica G_s y humedad de saturación w_s .



Aplicación de modelo

Para observar el comportamiento del modelo simplificado de estimación, se seleccionó una SWRC obtenida en relaves por los autores Riquelme y Godoy (2016), de modo de evaluar el rendimiento en un set experimental diferente al utilizado en este estudio. La Figura 9 presenta estos resultados. La Figura 9a muestra el ajuste del modelo cuando se conoce (w_s), mientras que la curva de la Figura 9b presenta la curva estimada a partir de parámetros básicos del relave (G_s , CF). Se observa que el grado de ajuste es satisfactorio en ambos casos, pese al uso de propiedades índice básicas de los relaves. Sin embargo, se debe mencionar que estas muestras se prepararon a contenidos de sólidos del 70% y no consideran los efectos de la presión osmótica. Las modificaciones al modelo para otros contenidos de sólidos están siendo investigados por los autores.

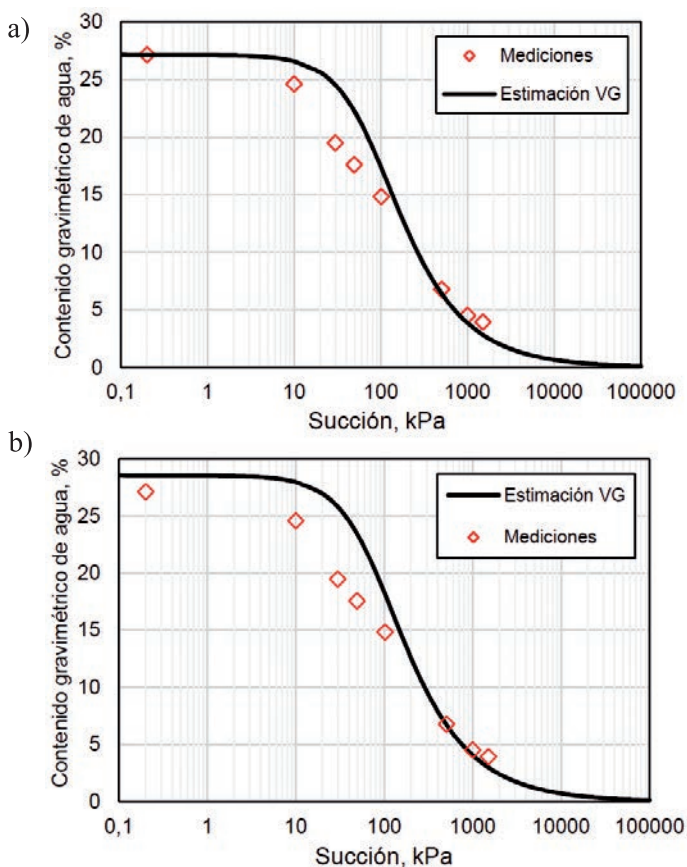


Figura 9: Estimación mediante: a) modelo 1 y b) modelo 2 propuestos, para relave 4 de Riquelme y Godoy (2016)

Conclusiones

Se realizó la caracterización de 13 relaves provenientes de la industria minera chilena, cuyo origen mineralógico proviene de la extracción de hierro, cobre, molibdeno y oro. Los valores difieren entre sí principalmente por su granulometría. Se determinaron, además, las curvas de retención de agua asociadas a los relaves en estudio compuestas por 7 relaves clasificados como arenas, 3 relaves clasificados como limos y 3 como arcillas, donde las curvas respectivas cambian sus características principalmente por sus características granulométricas de cada relave (e.g. AEV, permeabilidad). Se calcularon las curvas de conductividad hidráulica no saturada para los 13 relaves en estudio, concluyendo que la permeabilidad decae abruptamente luego del punto de entrada de aire respectivo, es decir, a succiones bajo 10 kPa para arenas y 100 kPa para limos.

Finalmente se proponen 2 modelos de estimación de la curva de retención de agua a partir del modelo de van Genuchten, donde se calibran sus parámetros a partir de relaves con granulometrías sintéticas a distintos contenidos de finos. De los modelos propuestos, el modelo 1 contempla la obtención de la SWRC a partir de la humedad de saturación y el contenido de finos CF, mientras que el modelo 2, contempla la obtención de la SWRC a partir del contenido de finos y la gravedad específica. Estos modelos propuestos ahorran gran cantidad de recursos para la obtención de la SWRC, ya que se obtienen a partir de ensayos básicos de laboratorio, por lo cual es posible estimar una curva aceptable en un corto periodo de tiempo, permitiendo entre otras cosas, establecer un modelamiento del flujo al interior de estructuras geotécnicas y, además, tener conocimiento del comienzo de la producción de drenaje ácido.

Referencias

- ASTM D6836 (2002). Determination of the soil water characteristic curve for desorption using a hanging Column, pressure extractor, chilled mirror hygrometer, and/or centrifuge. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA
- Aubertin, M., Ricard J.F. and Chapuis, R.P. (1998). A predictive model for the water retention curve: application to tailings from hard-rock mines. *Canadian Geotechnical Journal* 35(1), 55-69

- Fredlund, D.G. (2000). The implementation of unsaturated soil mechanics into geotechnical engineering. *Canadian Geotechnical Journal* 37(5), 963-986
- Fredlund, D.G. and Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal* 31(4), 521-532
- Fredlund, D.G. and Rahardjo, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. Wiley, New York
- Khire, M.V., Benson, C.H. and Bosscher, P.J. (2000). Capillary barriers: design variables and water balance. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 126(8), 695 – 708
- Mahmood, K.R. and Kareem A.H.A. (2010). Nature of soil-water characteristic curves (SWCC) for soils from Anbar Governorate. *Anbar Journal of Engineering Sciences* 3(1), 61 – 80
- Pham, H.Q. and Fredlund, D.G. (2011). Volume-mass unsaturated soil constitutive for drying-wetting under isotropic loading-unloading conditions. *Canadian Geotechnical Journal* 48(2), 280-313
- Riquelme, J. y Godoy, C. (2016). Determinación experimental de curvas de retención de humedad (SWCC) para ripios y relaves de cobre. *IX Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica*, Valdivia
- Suazo, S., Fourie, A. and Doherty, J. (2016). Experimental study of the evolution of the soil water retention curve for granular material undergoing cement hydration. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 142(7), 04016022
- van Genuchten, M.T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal* 44(5), 892 – 898
- van Genuchten, M.T., Leij, F.J. and Yates, S.R. (1991). The RETC code for quantifying the hydraulic functions of unsaturated soils. Report by the US Environmental Protection Agency EPA
- Vereecken, H., Maes, J., Feyen, J. and Darius, P. (1989). Estimating the soil moisture retention characteristic from texture, bulk density, and carbon content. *Soil Science* 148(6), 389 – 403



Comportamiento cíclico drenado y diseño de revancha mínima en tranques de relaves

Drained cyclic behaviour and minimum freeboard design in tailings dams

Fecha de entrega: 10 de diciembre 2018

Fecha de aceptación: 24 de abril 2019

Cristian Monje y Gonzalo Suazo

Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Técnica Federico Santa María, Avenida España 1680, Valparaíso, Chile, cristian.monje.robles@gmail.com, gonzalo.suazo@usm.cl

La fracción gruesa de los relaves (arenas) se utiliza para construir el muro principal en tranques de relaves. Debido a la importancia de esta estructura en la estabilidad global del depósito, está diseñada para resistir diferentes tipos de carga, como por ejemplo cargas estáticas, por infiltración, dinámicas, eólicas, entre otras. En este sentido, una de las mayores preocupaciones de los ingenieros geotécnicos es la respuesta no drenada de las arenas ante la eventual ocurrencia de fenómenos de licuefacción. Por otra parte, la respuesta cíclica drenada de arenas de relaves recibe poca atención a pesar de sus posibles implicaciones en la ocurrencia de fenómenos como el overtopping. Lo anterior, se podría deber a que en la práctica existen recomendaciones generales que especifican la revancha operacional y total mínima de un tranque de relaves. Pese a lo anterior, es incierto si estas especificaciones son adecuadas para un amplio rango de materiales y condiciones sísmicas a las que pudiese estar sometida la estructura. En este contexto, el presente estudio muestra los resultados de pruebas DSS (Direct Simple Shear) drenadas realizadas en relaves de arena preparados a diferentes densidades y bajo diversas solicitaciones sísmicas. Los resultados se presentan en términos de asentamiento versus esfuerzo cíclico aplicado. Además, se realizaron pruebas monótonas para explorar de forma preliminar la relación entre la línea de estado crítico y la respuesta cíclica observada. Esto permitió encontrar una relación entre el asentamiento, la demanda cíclica y el parámetro de estado crítico.

Palabras clave: relave, corte simple cíclico, respuesta drenada, CSR

Classified coarse grained tailings, also called sand tailings, are used to construct the main embankment wall in tailings dams. Due to the importance of this structure in the global stability of the dam, the wall is designed to resist different type of loading, e.g. monotonic loading, seepage from the pond, dynamic loading, wind erosion, among others. Within dynamic loading, special concern is usually given to the undrained response of the material since it may trigger liquefaction phenomena (e.g. cyclic mobility type of response). On the other hand, the cyclic drained response has usually received little attention despite its potential implications. This is likely due to the series of international standards that specify a minimum operational and total freeboard in the scenario of excessive crest settlements. However, is uncertain if such requirements are adequate for a series of scenarios related to the in-situ characteristics of the wall and earthquake loading. In this context, the present study shows results of a series of drained Direct Simple Shear (DSS) tests conducted on sand tailings prepared under different conditions. Results are presented in terms of settlement versus applied cyclic stress. In addition, monotonic tests were conducted in order to preliminary explore a relationship between the critical state line (through the critical state parameter) and the observed cyclic response.

Keywords: tailings, direct simple shear, drained response, CSR



Introducción

Existen una serie de fenómenos físicos que, combinados con una deficiente construcción, pueden provocar el colapso de depósitos de relaves, por ejemplo, fallas por *overtopping*, licuefacción, falla de taludes, extrusión lateral, etc. En países altamente sísmicos como Chile, un gran número de fallas se atribuyen a la ocurrencia de licuefacción inducida sísmicamente (falla de flujo o movilidad cíclica). Esto se observó en 1965 después de la ruptura del tranque El Cobre Viejo y más recientemente en el Terremoto de Maule 2010, donde se visualizaron fallas locales en depósitos (Villavicencio *et al.*, 2014). Es por esto que las regulaciones locales (Decreto Supremo N°248, 2007), así como la práctica de la ingeniería, tienden a enfocar sus requerimientos y esfuerzos en el estudio de la respuesta sísmica saturada no drenada de los muros de tranques de relaves. Por otra parte, la respuesta cíclica drenada de las arenas de relaves no suele ser considerada en análisis experimentales en etapas de diseño u operación, debido a cargas sísmicas o de otro origen (vibración de maquinaria).

Las arenas de relaves en diversos estados de saturación se suelen asentar frente a cargas cíclicas en condiciones drenadas, causando el asentamiento del muro y reduciendo por tanto la revancha. La provisión de una revancha es importante debido a que genera un margen para evitar el desbordamiento del material almacenado, incluyendo los eventuales almacenamientos por fuertes lluvias o problemas operacionales. Por otro lado, una revancha insuficiente puede aumentar la susceptibilidad del tranque a experimentar erosión hidráulica y rebalse. Las regulaciones locales e internacionales establecen un mínimo de revancha requerido para satisfacer una serie de escenarios adversos; por ejemplo, la guía de seguridad de presas de Finlandia requiere que la revancha exceda la altura máxima de ola o la profundidad de penetración según el índice de congelación (Witt *et al.*, 2004). En Sudáfrica, la revancha debe ser mayor en 0.8 m respecto a la tormenta más desfavorable por 24 horas con un periodo de retorno de 50 años (Water & Forestry, 2008). En Chile, en cambio, se requiere una revancha mínima de 1 m pudiendo ser superior en casos que los fenómenos climatológicos lo demanden (Decreto Supremo N°248, 2007). Pese a estas recomendaciones generales, existen aún una serie de

incertidumbres respecto a la respuesta drenada de arenas de relaves ante una serie de consideraciones de estado del material (relación de vacíos, presión de vertical, humedad) y demandas sísmicas.

En este contexto, el presente estudio tiene como objetivo explorar la respuesta cíclica drenada de arena de relaves considerando la teoría de estado crítico. Para lograr lo anterior, se utilizó un aparato de corte simple cíclico (*Direct Simple Shear*, DSS) que permitió ejecutar ensayos drenados en una arena de relaves a distintas presiones de consolidación y densidades relativas. Por último, este estudio propone una serie de correlaciones simplificadas que permiten cuantificar el asentamiento de muros bajo cargas cíclicas y en consideración del parámetro de estado inicial.

Metodología Materiales

La arena utilizada en el estudio corresponde a un relave de cobre que clasifica según el Sistema de Clasificación de Suelos Unificado (USCS) como una arena limosa (SM). Posee un índice de plasticidad de 0, una gravedad específica de 2.83 y un peso máximo y mínimo unitario seco de 18 y 14 kN/m³, respectivamente.

Aparato de ensayo

Las pruebas cíclicas se realizaron usando un dispositivo de corte simple (*Direct Simple Shear*, DSS) de volumen constante. Este aparato es una variación del tipo desarrollado en el Norwegian Geotechnical Institute (NGI) en la década de 1960. El DSS simula la rotación cíclica de los esfuerzos principales que se producen durante un terremoto (Wijewickreme *et al.*, 2005), recreando ciclos equivalentes y permitiendo la consolidación de las muestras en condiciones de K_0 . En una condición drenada, se libera el movimiento vertical de la muestra, permitiendo su compresión o expansión (dilatancia) (Suazo *et al.*, 2016). Las dimensiones de las muestras son de 70 mm en diámetro y altura inicial aproximada de 22 mm. En este estudio, el esfuerzo cíclico se aplicó a una frecuencia de 0.2 Hz. Las muestras se prepararon a densidades relativas (DR) de 65% y 80% con el contenido de agua óptimo según la prueba Proctor. Las DR utilizadas corresponden al 92% y 95% de la densidad seca máxima de la prueba



Proctor normalizada. Se consideraron valores de razón de esfuerzo de corte cíclico CSR, definido como τ_{cy}/σ'_v , donde τ_{cy} es el esfuerzo cíclico de corte y σ'_v es la presión de consolidación efectiva, que van desde 0.1 a 0.4. Las pruebas fueron detenidas cuando se observaron cambios insignificantes de altura en la muestra (siempre inferior a los 300 ciclos).

Resultados y análisis

Línea de compresión normal y línea de estado crítico

Se realizaron una serie de pruebas monótonas, corte simple y edómetro, en condiciones drenadas a diferentes densidades relativas y presiones verticales para definir la línea de estado crítico CSL y la línea de compresión normal NCL para el material utilizado. Los resultados se presentan en la Figura 1. Se observa que las curvas de DR = 65% y 80% se encuentran en estado suelto y denso respecto a la CSL, respectivamente, lo que facilita la interpretación de los resultados presentados en el estudio. Para caracterizar la respuesta, se utilizó el parámetro de estado crítico ψ propuesto por Been y Jefferies (1985), donde e_0 es la relación de vacíos respecto a la CSL dado por (1).

$$\psi = e_0 - e_{CSL} \quad (1)$$

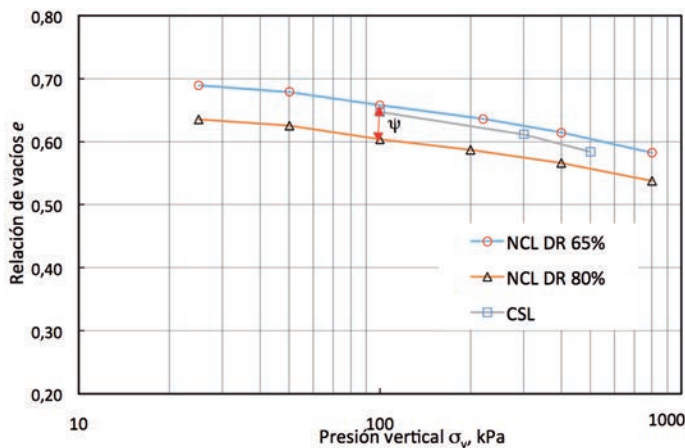


Figura 1: Línea de Estado Crítico (CSL) y Línea de Compresión Normal (NCL) para el material utilizado

Respuesta drenada versus CSR

Se realizaron un total de 12 pruebas de DSS a valores de CSR que oscilan entre 0.1 y 0.4. La Figura 2 muestra el comportamiento drenado en términos de cambio de relación de vacíos versus número de ciclos para muestras

preparadas a densidades relativas de 65 y 80%, y consolidadas a 100 kPa. Se puede observar que el material solo experimenta asentamientos si el CSR aplicado es mayor que la CSR máximo experimentado previamente (en el pasado). Lo anterior es válido, siempre y cuando se alcance el equilibrio (no existe cambio de volumen significativo entre ciclos consecutivos) de deformación al CSR seleccionado. Se observa también que a medida que disminuye la relación de vacíos, se requiere un valor mayor de CSR para causar asentamientos. Lo anterior es significativo, dado que, para una relación de vacíos dada, existe un valor umbral de CSR sobre el cual se producen cambios de volumen bajo cargas cíclicas. Bajo este valor, el relave no se asentaría, independiente del número de ciclos impuesto. Esto se discute en más detalle en la siguiente sección.

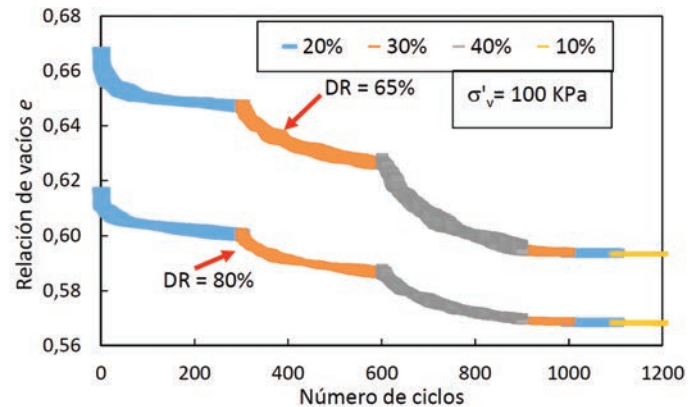


Figura 2: Cambio de la relación de vacíos frente a la aplicación de sucesivos CSR (0.1 a 0.4) para muestras preparadas a una DR = 65% y 80%

Evolución del parámetro de estado crítico

La Figura 3a muestra la evolución del parámetro de estado crítico. Los resultados se presentan en términos del parámetro de estado inicial ψ_0 y de aquel resultante luego de la aplicación de la carga cíclica ψ_f . En la figura, se han definido tres estados posibles para los relaves de arena: i) Estado I, donde el suelo permanece suelto, es decir, por sobre la CSL después de la carga aplicada (debido a las bajas tensiones cíclicas); ii) Estado II, donde el suelo inicialmente se encuentra suelto respecto a la CSL, pero después de la carga cíclica pasa a un estado denso, bajo la CSL, debido al comportamiento contractivo experimentado; y iii) Estado III, donde los parámetros iniciales y finales están por debajo de la CSL, caso denso



(en este caso se requiere un mayor CSR para provocar un cambio). Los diferentes estados están limitados por una línea definida por los autores como Línea de no Asentamiento. Si el suelo que se encuentra en esta línea, no experimentará cambios de volúmenes, a pesar de la aplicación de cargas cíclicas. La Figura 3b muestra la misma gráfica, pero considerando las cargas extremas, es decir, CSR de 0.1 y 0.4. Se puede observar que para la menor sollicitación se producen pequeños cambios en ψ , por lo tanto, el suelo permanece cercano a la línea de no asentamiento o en el Estado I. Por el contrario, para el CSR de 0.4; hay una transición inmediata del estado suelto al estado denso (Estado II). Los suelos densos se caracterizan por comenzar con un parámetro de estado negativo, y para CSR pequeños (0.1 y 0.2) estarán sobre la línea de no asentamiento o cercana a ella, mientras que grandes CSR (0.3 y 0.4) tendrán un cambio, estando en el Estado III.

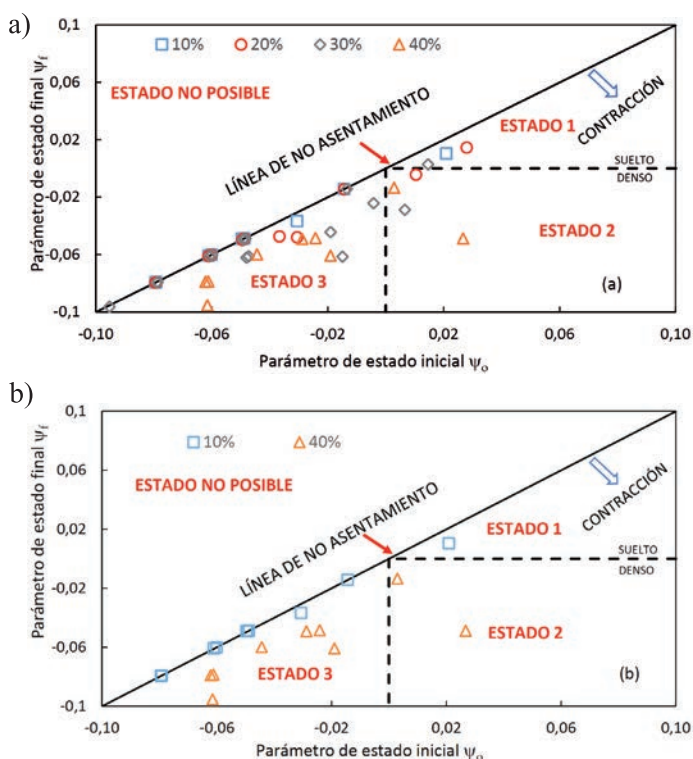


Figura 3: Evolución del parámetro de estado crítico para cargas cíclicas. a) Todos los datos y b) respuesta para CSR 0.1 y 0.4

Implicancia práctica

Si se selecciona un CSR para un número equivalente de 15 ciclos, *i.e.* relación de resistencia cíclica, CRR, es posible explorar los asentamientos para eventos sísmicos de magnitud $M = 7.5$ (Idriss y Boulanger, 2010). Esto

se presenta en la Tabla 1, incluyendo además el cambio de altura para 300 ciclos (establecidos como suficientes para alcanzar equilibrio de deformación para cada carga cíclica aplicada). De la tabla, se puede observar que bajo el escenario de un sismo que sea capaz de generar grandes aceleraciones, el tranque experimentaría asentamientos aproximados del 2% de su altura para una densidad relativa del 65%. Sin embargo, si se encuentra compactado de manera adecuada, la deformación se reduce a un 1.7%, aproximadamente. Es decir, si el tranque posee 100 m de altura, este podría asentarse como máximo 1.7 m, lo que parece coherente con las recomendaciones generales de revancha empleadas.

En la Figura 4, se presentan los resultados de la Tabla 1 en términos de carga cíclica aplicada y la razón de asentamiento. Es posible observar un buen ajuste de la data experimental con un aumento significativo de la razón de asentamiento con el valor de CSR. Es preciso señalar, que los datos experimentales presentados aquí, provienen de muestras consolidadas a 100 kPa. En la siguiente sección se presenta como afecta el cambio de la presión de consolidación en el asentamiento en total.

Tabla 1: Asentamiento esperado para un CSR dado

DR, %	CSR	Máximo registrado		Terremoto 7.5	
		Ciclos	$\Delta H/H$, %	Ciclos	$\Delta H/H$, %
65	0.1	300	0.63	15	0.39
	0.2	300	1.30	15	0.74
	0.3	300	2.14	15	1.29
	0.4	300	4.51	15	2.13
80	0.1	300	0.37	15	0.20
	0.2	300	1.08	15	0.54
	0.3	300	1.56	15	0.94
	0.4	300	2.57	15	1.76

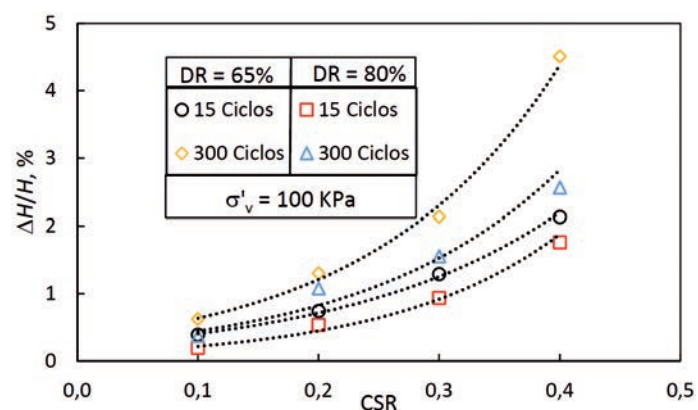


Figura 4: Asentamiento esperado para un CSR dado



Efecto del esfuerzo de consolidación

En la Figura 5 se presenta la razón de asentamiento para cuatro presiones verticales efectivas pero sometidas al mismo CSR de 0.3. En esta figura, las muestras fueron preparadas a una DR = 65%, y la carga cíclica fue hasta los 150 ciclos equivalentes. Se observa un aumento del asentamiento a mayores presiones de consolidación. Comparando con el análisis no drenado, es consistente con el efecto de la presión de confinamiento en el valor de CRR (K_{cs}) para arenas con bajos contenidos de finos, debido a que a mayor esfuerzo de consolidación menor es el factor de corrección K_{cs} , disminuyendo la resistencia, según discuten Suazo *et al.* (2016). Sin embargo, aún falta mayor estudio y resultados de ensayos para poder comprender el comportamiento en el caso drenado.

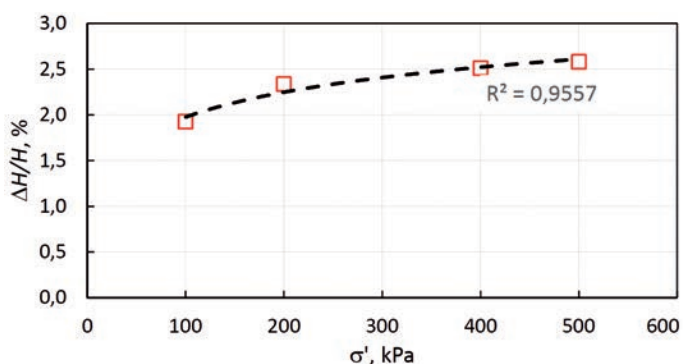


Figura 5: Cambio del asentamiento frente a distintos esfuerzos de consolidación, DR = 65%

Conclusiones

Este artículo exploró la respuesta drenada de arenas de relaves. Se observó que los asentamientos ocurren sólo si la carga sísmica actual es superior a cualquier evento sísmico anterior (suponiendo un gran número de ciclos equivalentes). También se propuso que existe una fuerte correlación entre el asentamiento, CSR y el parámetro de estado crítico. Los resultados de los asentamientos obtenidos, parecen consistentes con la revancha considerada en la práctica y normativa internacional. Sin embargo, estos resultados son pocos conservadores, debido a que el sismo evaluado dependiendo de la zona sísmica puede ser mucho mayor, se necesitan mayor investigación para poder generar expresiones generales para distintos tipos de relaves y evaluar condiciones de expansión lateral. Por tanto, es recomendable en cualquier diseño de depósitos, considerar pruebas especiales de respuesta drenada.

Agradecimientos

Los autores agradecen el apoyo brindado por el personal del Laboratorio de Geotecnia de la Universidad Técnica Federico Santa María (LEMCO). También quisiéramos reconocer el apoyo financiero proporcionado por PMI Ines FSM1402_B21 dirigido por el Profesor Gonzalo Suazo y a la Dirección General de Investigación, Innovación y Postgrado (DGIIP).

Referencias

- Been, K. and Jefferies, M.G. (1985). A state parameter for sands. *Geotechnique* 35(2), 99-112
- Decreto Supremo N°248 (2007). Reglamento para la aprobación de proyectos de diseño, construcción, operación y cierre de los depósitos de relaves. Ministerio de Minería, Chile
- Idriss I.M. and Boulanger, R.W. (2010). SPT-based liquefaction triggering procedures. Report No. UCD/CGM-10-02, Center for Geotechnical Modeling, University of California Davis, USA
- Suazo, G., Fourie, A., Doherty, J. and Hasan, A. (2016). Effects of confining stress, density and initial static shear stress on the cyclic shear response of fine-grained unclassified tailings. *Geotechnique* 66(5), 401-412
- Villavicencio, G., Espinace, R., Palma, J., Fourie, A. and Valenzuela, P. (2014). Failures of sand tailings dams in a highly seismic country. *Canadian Geotechnical Journal* 51(4), 449-464
- Water & Forestry (2008). Water management for mine residue deposits. Department of Water Affairs and Forestry. Republic of South Africa.
- Wijewickreme, D., Sanin, M. and Greenaway, R. (2005). Cyclic shear response of fine-grained mine tailings. *Canadian Geotechnical Journal* 43(5), 1408-1421
- Witt, K.J., Schönhardt, M., Saarela, J. and Frilander, R. (2004). Sustainable improvement in safety of tailings facilities. Report on Tailings Management Facilities-Risks and Reliability, TAILS SAFE: A European Research and Technological Development Project, <http://www.tailSAFE.com>



Monitoreo de la humedad en depósitos de relave a partir de mediciones de reflexión de luz

Monitoring of tailings water content using light reflection measurements

Fecha de entrega: 3 de diciembre 2018

Fecha de aceptación: 28 de marzo 2019

Víctor Araya¹, Gonzalo Suazo¹, Gabriel Villavicencio² y Matías Silva¹

¹ Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Técnica Federico Santa María, Avenida España 1680, Valparaíso, Chile, victor.arayan@usm.cl, gonzalo.suazo@usm.cl, matias.silvai@usm.cl

² Grupo de Geotecnia, Escuela de Ingeniería en Construcción, Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Avenida Brasil 2147, Valparaíso, Chile, gabriel.villavicencio@pucv.cl (Orcid: 0000-0002-5342-0063)

Los depósitos de relaves son estructuras únicas, que están en continuo crecimiento y cuya operación tiene un impacto directo en el proceso de extracción de minerales, y por tanto, en el negocio minero. Para optimizar la operación de los depósitos, así como para evaluar su estabilidad física-química, es necesario monitorear de manera continua variables críticas como: rigidez, contenido de agua, densidad, etc. Estas variables presentan una gran variabilidad espacial y temporal, por lo que el monitoreo es una necesidad de operaciones mineras modernas. Una de las estrategias de monitoreo que ha ganado gran aceptación en años recientes es la utilización de tecnologías de monitoreo remoto, las cuales muestran ventajas frente a las técnicas convencionales de monitoreo in situ, debido a que permiten obtener información con mayor periodicidad en áreas de gran extensión. En este sentido, el análisis de imágenes satelitales se utiliza hoy en día para caracterizar movimientos de la estructura o para evaluar cambios en su geometría. Una tecnología poco investigada o utilizada corresponde al uso de imágenes espectrales, las que tienen un gran potencial en la determinación de variables como densidad, temperatura, humedad, entre otras. En este sentido, el presente artículo evalúa el uso de imágenes hiperespectrales para la caracterización de humedad en la superficie de depósitos de relaves espesados. Se presentan pruebas en laboratorio y pruebas de campo en un depósito de relaves. Las imágenes fueron tomadas en un depósito del norte de Chile con cámaras RGB e hiperespectrales montadas en un dron.

Palabras clave: imagen espectral, relaves, monitoreo remoto, humedad superficial, reflectancia

Tailings storages facilities are constructed over a period of years or even decades where their operation has a direct impact on the extraction and milling of minerals, and therefore, in the global mining business. To optimize the operation of the facilities, as well as to evaluate their physical and chemical stability, it is necessary to continuously monitor critical variables such as: material's stiffness, water content, density, etc. These state variables show great spatial and temporal variability, and thus, monitoring is needed in all modern operations. One of the monitoring strategies that has gained great acceptance in recent years is the use of remote monitoring techniques. This approach allows to obtain relevant information more frequently, at lower costs, and in larger areas when compared to field testing. In this context, the analysis of satellite images is used in tailings engineering to characterize retaining wall movements and the evolution of its geometry (volume). The use of spectral images captured by satellites, however, has been scarcely used to characterize other significant variables such as tailings density, temperature, moisture, among others. Regarding this, the present article explores the use of hyperspectral images for the characterization of the moisture content on the surface of a thickened tailings facility located in northern Chile. Laboratory and field tests are presented.

Keywords: spectral image, tailings, monitoring, surface moisture, reflectance

Introducción

La principal estrategia adoptada a nivel mundial para la gestión de relaves ha sido la construcción de grandes presas de relaves. El diseño de estas estructuras ha mejorado significativamente en las últimas décadas como resultado de la experiencia y avances en investigación aplicada. Sin embargo, aún existen una serie de incertidumbres ambientales y geomecánicas asociados a la respuesta de estas estructuras. Un claro ejemplo de la ocurrencia de fenómenos poco caracterizados es la falla del depósito de Bento Rodrigues, donde fenómenos de extrusión (sumado a problemas de construcción) gatillaron una falla masiva (Hatje *et al.*, 2017). Los riesgos ambientales y económicos asociados a fallas catastróficas, sumado a una mayor recuperación de agua y menor impacto medioambiental, han llevado a la industria a cambiar gradualmente hacia la disposición espesada de relaves. Resulta claro que la mayoría de las ventajas de depósitos de relaves espesados radican en los beneficios de la disposición con alto contenido de sólidos y de los procesos de desaturación del material. En este contexto, existe una regla práctica entre ingenieros de relaves que indica que permitir el secado de los relaves más allá del límite de contracción evitaría, entre otras cosas, el riesgo de deformación significativa (*i.e.* movilidad cíclica) del depósito durante eventos sísmicos. Esta regla es utilizada también por muchos ingenieros como un criterio para planificar la secuencia de disposición de relaves (zonas de descarga). Considerando lo anterior, es pertinente preguntarse: ¿es posible monitorear el contenido de agua del depósito de modo de optimizar la operación (recuperación de agua) y evaluar su estabilidad física?. Una de las respuestas a esta pregunta, según se explora en este artículo, es el uso de imágenes hiperespectrales.

El uso de análisis digital de imágenes es una técnica atractiva para el monitoreo en comparación con las mediciones in situ que pueden ser costosas y exhaustivas. Tales técnicas han tenido un desarrollo explosivo en la última década, de la mano de los avances en investigación en agronomía para el monitoreo de plantas y la salud de los cultivos (Hassan-Esfahani *et al.*, 2015). La detección remota térmica y óptica (visible e infrarroja) ha demostrado ser un predictor de la humedad de suelos naturales. Por ejemplo, el uso del índice de vegetación de diferencia normalizada

NDVI ha mostrado resultados prometedores al diferenciar el suelo desnudo de la hierba, o al detectar plantas bajo estrés (Taktikou *et al.*, 2016). Si el contenido de agua se puede estimar con precisión en depósitos de relaves, también se pueden estudiar otras variables o fenómenos, por ejemplo, balance de agua, tasas de evaporación y riesgo de licuefacción. Para lo anterior se requiere no solo de la variable monitoreada, sino que también de un conocimiento avanzado del comportamiento geotécnico de la estructura.

Este artículo presenta el desarrollo de la tecnología de monitoreo del contenido de agua de relaves mediante el análisis de imágenes hiperespectrales capturadas por vehículos aéreos no tripulados (UAV o dron). Los resultados numéricos se comparan con mediciones de laboratorio y de pruebas realizadas in situ en un depósito de relaves espesados del norte de Chile.

Descripción general

Las características físicas y químicas de un material pueden ser analizadas mediante un análisis espectral con ondas electromagnéticas. Estas técnicas son utilizadas por ejemplo en astronomía para estudiar la composición de la superficie de planetas lejanos o en mineralogía para estudiar la composición química de algún material. El espectro de ondas electromagnéticas se divide en una serie de grupos, dentro de las que se destacan los rangos ultravioleta, visible, infrarrojo y microondas como se presenta en la Figura 1.

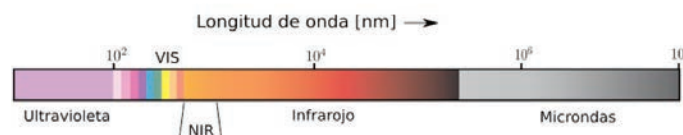


Figura 1: Espectro de ondas electromagnéticas

Cada material responde en forma diferente frente a la iluminación en las distintas bandas, por ejemplo, el rango de infrarrojo entre los 3000 a 8000 nm (LWIR) es correlacionado con la temperatura de un cuerpo. Es posible estudiar la humedad de un suelo en el rango cercano al infrarrojo (NIR) y en el rango visible de luz (VIS) (Dalal, 1986). La luz proveniente del sol, que tiene energía en todo

el rango de longitud de ondas, es reflejada en el material y captada por las cámaras utilizadas. En este punto, las cámaras convencionales, dividen la luz en 3 bandas: Roja (R), Verde (G) y Azul (B) como se presenta en la Figura 2.

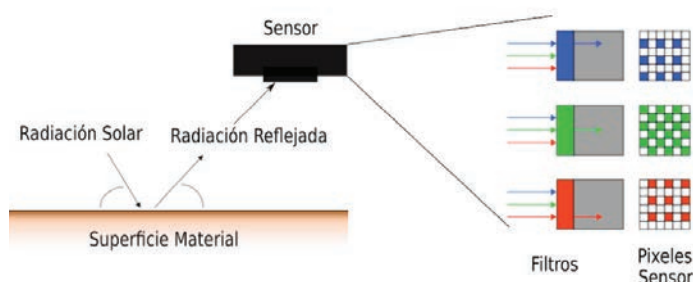


Figura 2: Esquema de reflexión y captura en un sensor de cámara convencional

Cada una de las bandas o canales tienen una función de transferencia espectral, lo cual se presenta esquemáticamente en la Figura 3.

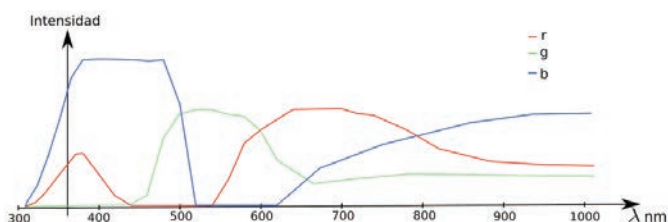


Figura 3: Función de transferencia espectral en canales de cámara

Al integrar la luz incidente $I_l(\lambda)$ en la cámara con la función de transferencia de cada canal r, g, b en todo el espectro de longitudes de onda, se obtiene un valor R, G, B de color para cada píxel.

$$(R, G, B) = \int_{-\infty}^{\infty} I_l(\lambda)[r(\lambda), g(\lambda), b(\lambda)]d\lambda \quad (1)$$

La reflexión en un determinado suelo depende de su estructura física, de la composición mineralógica, sus parámetros de estado, de la rugosidad de la superficie y de la forma de iluminación. El contenido de agua es un parámetro de estado, entonces, si las otras características son relativamente fijas, como es posible de esperar en un depósito de relaves, se podría esperar que exista una relación entre la reflexión y la humedad del material (Entezari *et al.*, 2013).

Metodología

Pruebas de laboratorio

Los primeros estudios se realizaron en el Laboratorio de Geotecnia de la UTFSM, donde se prepararon muestras de relave de cobre a distintos contenidos de sólidos iniciales, en ejemplares de 5 cm de diámetro y 2 cm de alto (bajo la hipótesis de reflexión infinita). Las muestras se secaron en intervalos regulares a una temperatura de 50°C y posteriormente iluminadas con luz solar y con luz a una determinada longitud de onda. La luz reflejada, fue capturada luego mediante dos cámaras: una para el rango visible de la luz (VIS, longitudes de onda de 400 a 700 nm), y otra para el rango infrarrojo cercano (NIR, longitudes de onda de 400 a aproximadamente 1100 nm). Adicionalmente, junto a las muestras se ubicó una tabla de Macbeth ColorChecker, como se presenta en la Figura 4. Esta tabla se utilizó para normalizar la iluminación solar en los distintos días y horas de captura de información.

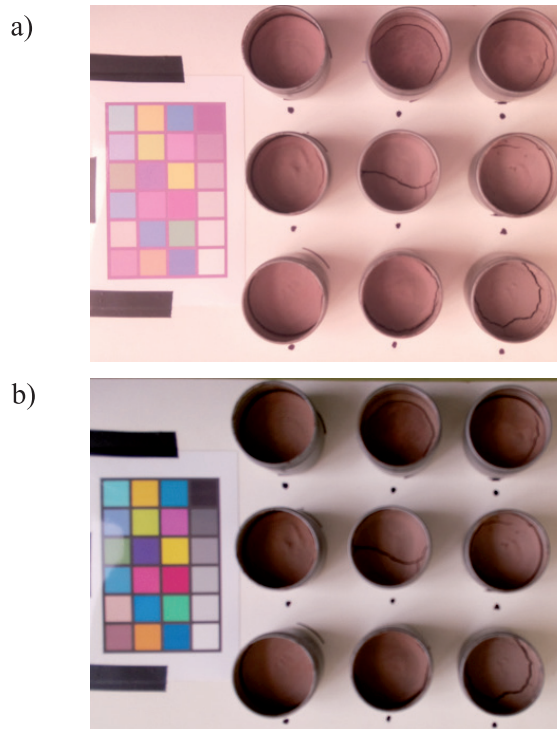


Figura 4: Distribución de muestras y tabla colores de referencia, a) imagen con cámara NIR y b) imagen con cámara VIS

Adicional a la estrategia con iluminación ambiental, se utiliza iluminación activa a diferentes longitudes de onda (405 nm, 532 nm, 650 nm, 980 nm). Es importante mencionar que los espectros correspondientes a estas

fuentes tienen un espectro bastante estrecho, lo cual se esquematiza en la Figura 5. Esta idea permite analizar bandas más específicas como se obtendría con espectrómetros de alto costo (Weidong *et al.*, 2002).

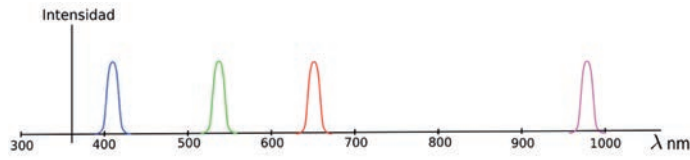


Figura 5: Espectro de iluminación láser (azul 405 nm, verde 532 nm, rojo 650 nm e infrarrojo 980 nm)

Los distintos días y horas de muestreo tienen variaciones en la intensidad de la luz ambiental en las distintas longitudes de onda, por lo cual se utilizó una normalización respecto a una imagen patrón, en este caso la tabla Macbeth ColorChecker. En la Figura 6 se presenta un ejemplo de las intensidades en los 18 colores que hacen referencia al espectro de luz visible para los 3 canales de la cámara NIR.

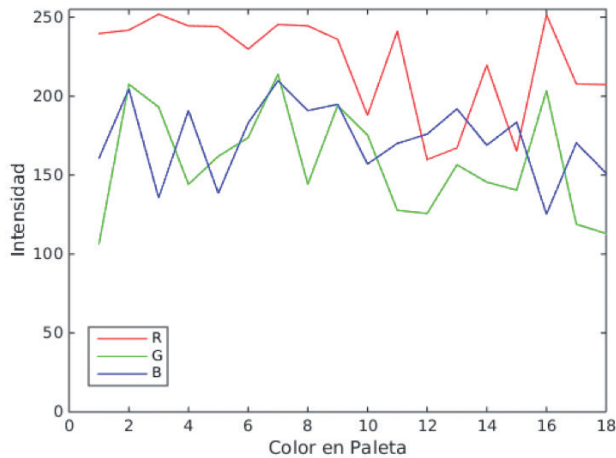


Figura 6: Esquema tabla de referencia para normalización de iluminación.

Considerando PI como un índice de la potencia total espectral, obtenida como la suma de las intensidades en los 18 recuadros de colores de la paleta de referencia:

$$PI = \sum_{n=1}^{n=18} I_n \quad (2)$$

donde I_n representa la intensidad para cada uno de los 18 colores de la tabla. Utilizando un día de referencia, es posible normalizar la intensidad de reflexión en las muestras de suelo por el factor E :

$$E = \left(\frac{\sum_{n=1}^{n=18} I_{n,ref}}{\sum_{n=1}^{n=18} I_n} \right)^\alpha \quad (3)$$

donde $I_{n,ref}$ es la intensidad para los 18 colores de la tabla para el día de referencia y α es un factor de ajuste. Con este factor E es posible reducir las variaciones de intensidad asociadas a los distintos días y horas de los días de prueba. La intensidad en las muestras de suelo se obtiene según:

$$I_s = I_s E \quad (4)$$

donde I_s es la intensidad de luz reflejada en el suelo corregida por la potencia espectral de referencia. Para obtener medidas estandarizadas, se divide la intensidad por la reflexión en el suelo seco I_{ss} según:

$$I_{sn} = \frac{I_s}{I_{ss}} \quad (5)$$

Adicionalmente, para este estudio se utilizó el índice NDVI, con lo cual se busca eliminar la reflexión en el rango visible al restar lo obtenido con la cámara NIR y VIS. Este es un índice que no tiene significado físico pero como se presenta en los resultados ayuda en la predicción del contenido de agua.

$$NDVI_j = \left(\frac{I_{j,NIR} - I_{j,VIS}}{I_{j,NIR} + I_{j,VIS}} \right) \quad (6)$$

donde $I_{j,VIS}$ es la intensidad en el canal R, G, B en la cámara VIS y $I_{j,NIR}$ es la intensidad en los canales R, G, B pero en la cámara NIR.

Pruebas de campo

Se realizó una campaña de campo para caracterizar los contenidos de agua superficial en un depósito de relaves espesados de superficie aproximada 10 Ha. Se realizaron mediciones directas de humedad mediante recuperación de material superficial y posterior traslado de muestras al laboratorio. A esto se suma la captura de imágenes de modo de validar el rendimiento de la tecnología para la predicción de humedades. El depósito se encuentra en el norte de Chile y almacena relaves con un contenido promedio del 70% del contenido de sólidos. Durante la campaña, se capturaron una serie de imágenes VIS y



NIR utilizando un UAV. Se siguieron trayectorias de vuelo predeterminadas, lo que facilitó la construcción del ortomosaico. Las cámaras utilizadas en terreno son similares a las utilizadas en el laboratorio. A continuación se presenta una discusión de los resultados obtenidos.

Resultados Laboratorio

Las mediciones de reflexión fueron obtenidas en un rango de humedades de 0 a 140%, con una humedad de saturación de 38%. En la Figura 7 se presentan los resultados obtenidos para la iluminación ambiental captada en los distintos canales (R, G y B). En las Figuras 7a y 7b se presentan la intensidad de reflexión normalizada respecto al suelo seco obtenidas con las cámaras NIR y VIS, respectivamente. Se observa que, para bajas humedades, la reflexión disminuye con el aumento de humedad, mientras que desde un cierto punto de humedad, de aproximadamente $w^*=17\%$, el comportamiento se invierte lo que se atribuye a los efectos de la continuidad de la fase líquida en la reflexión. Adicionalmente en la Figura 7c se presentan los resultados para el índice NDVI, donde se observa que para la humedad w^* se genera un quiebre en la curva y el índice se mantiene relativamente constante después de esta humedad (en un valor I^*). Este fenómeno de saturación del índice NDVI, es propio del mismo y este comportamiento permite complementar las intensidades de reflexión normalizadas, diferenciando el rango de trabajo, ya sea sobre o bajo w^* . En la Tabla 1 se presentan las correlaciones obtenidas en los distintos tramos de ajuste con curvas parabólicas y cúbicas con sus respectivos índices de correlación R^2 .

En la Figura 8 se presentan los resultados equivalentes para la iluminación activa con láser infrarrojo de longitud 980 nm. Se observa un comportamiento similar en la Figura 8a, pero en este caso no se requiere de correcciones por iluminación ambiental. Por otro lado, el índice NDVI

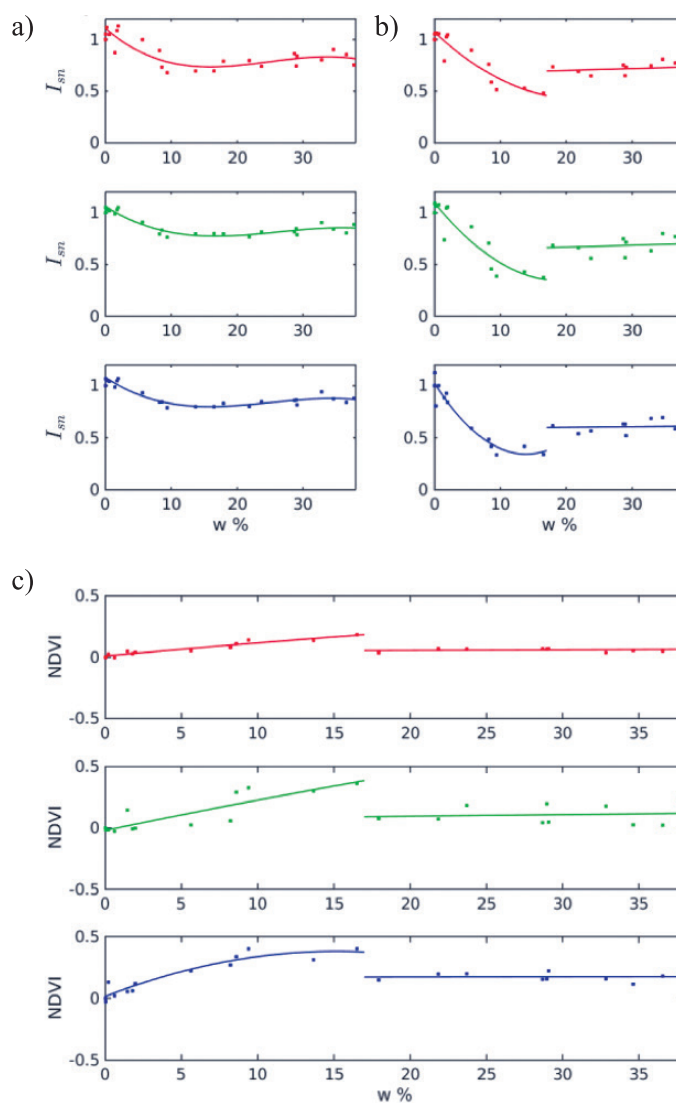


Figura 7: Índices para iluminación ambiental, a) cámara NIR, b) cámara VIS y c) índice NDVI

mostrado en la Figura 8b tiene un buen comportamiento solo en el rango bajo la humedad w^* (Tramo I). Posteriormente tiende a mantenerse en torno a un valor de saturación, pero con una mayor dispersión. Adicionalmente en la Figura 8a se observa un comportamiento diferente para humedades mayores a la de saturación ($>38\%$) o Tramo II. Para este

Tabla 1: Correlaciones para iluminación ambiental

Canal	NIR					VIS				NDVI				
	a	b	c	d	R^2	a	b	c	R^2	a	b	c	R^2	I^*
R	0,0000	0,0026	-0,0553	1,1083	0,74	0,0013	-0,0584	1,0680	0,86	-0,0001	0,0114	0,0102	0,92	0,05
G	0,0000	0,0018	-0,0411	1,0626	0,89	0,0020	-0,0783	1,0934	0,84	-0,0001	0,0260	-0,0196	0,75	0,09
B	0,0019	0,0019	-0,0418	1,0800	0,90	0,0035	-0,0976	1,0204	0,92	-0,0016	0,0483	0,0154	0,89	0,17

rango de humedad las muestras presentaban una capa de agua por sobre su superficie. Se observa que mientras más alta es la capa de agua menor es la reflexión en el rango infrarrojo. Esta información puede ser de utilidad práctica para la obtención de la profundidad del claro de agua en TTDs mediante monitoreo remoto.

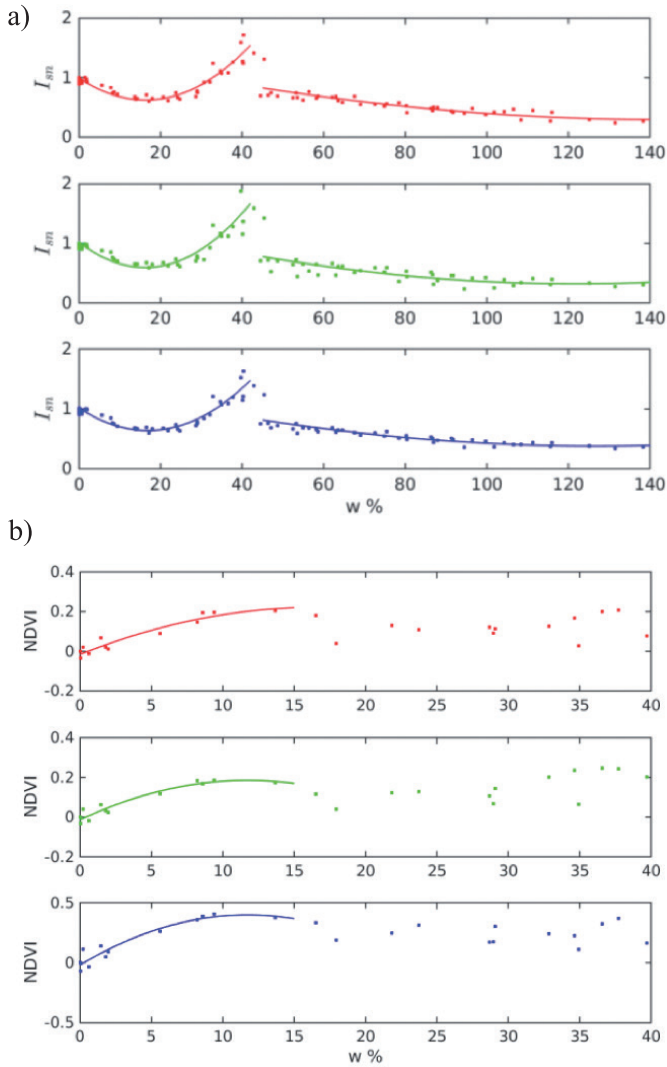


Figure 8: Índices de iluminación activa láser 980 nm, a) cámara NIR y b) índice NDVI

En la Tabla 2 se presentan las correlaciones obtenidas en los distintos tramos con curvas parabólicas con sus respectivos índices de correlación (R^2).

A partir de la combinación de ambos gráficos en iluminación activa es fácilmente obtenible la humedad del suelo. Del mismo modo, investigación reciente ha permitido a los autores probar correlaciones entre el valor de w^* y propiedades de retención de agua de los materiales. Del mismo modo, se han realizado investigaciones sobre el potencial de la iluminación activa para determinar la ocurrencia de drenaje ácido en laboratorio, así como para la caracterización de minerales remanentes en relaves. A continuación, se presenta la aplicación de la tecnología a un depósito de relaves espesados.

Resultados de campo

En general, el índice NDVI, tal como se encuentra en las imágenes de UAV, identifica claramente las áreas dentro del TTD con alto contenido de agua. Por ejemplo, en la Figura 9, el color rojo representa un valor bajo del NDVI, es decir, zonas relativamente secas, mientras que las superficies en blanco muestran zonas cercanas a la saturación (relaves frescos).

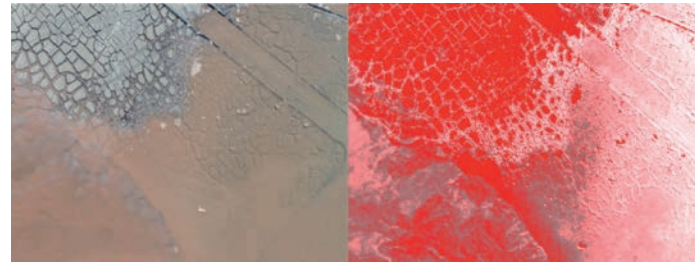


Figura 9: Contraste entre zona seca y saturada mediante la utilización de índice NDVI

En la Figura 10 se presenta la reflexión para una franja del depósito en estudio, partiendo desde una zona fresca en la parte inferior (representando por el color blanco

Tabla 2: Correlaciones para iluminación activa láser

Canal	Tramo I NIR				Tramo II NIR				NDVI			
	a	b	c	R^2	a	b	c	R^2	a	b	c	R^2
R	0,0014	-0,0456	0,9972	0,8580	0,0001	-0,0158	1,4300	0,7419	0,0014	-0,0456	0,9972	0,8580
G	0,0016	-0,0525	1,0224	0,7847	0,0001	-0,0190	1,4796	0,5481	0,0016	-0,0525	1,0224	0,7847
B	0,0013	-0,0450	1,0164	0,8526	0,0001	-0,0165	1,4247	0,7451	0,0013	-0,0450	1,0164	0,8526

en los distintos canales) y subiendo hasta una zona seca (representado por el color del canal). Las imágenes están ordenadas por VIS y sus 3 canales R, B y G, seguidas por la imagen NIR y sus 3 canales R, B y G para: a) una zona vertida hace pocos días y b) para una zona más seca.

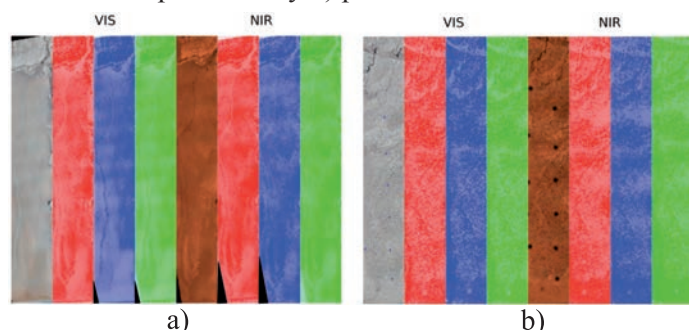


Figura 10: Comparación de reflexión en distintos canales para una franja del TTD, a) región fresca y b) región seca

Se observa en el caso mostrado en la Figura 10a un comportamiento similar en la transición de la zona húmeda a la seca en todos los canales (paso de blanco al color del canal). Mientras que para el caso mostrado en la Figura 10b se tiene un poco más de dispersión debido a las sales en superficie y al agrietamiento.

La medición de humedad in situ en 10 puntos dentro del depósito permite verificar que existe una fuerte correlación ($R^2 = 0.7$) con las humedades estimadas con imágenes espectrales. Las diferencias se atribuyen a la formación de sales, el posicionamiento GPS y el uso de cámaras comerciales con bandas parcialmente bloqueadas. Lo anterior es parte de una investigación que actualmente desarrollan los autores, que considera pruebas de campo en diversos depósitos de relave.

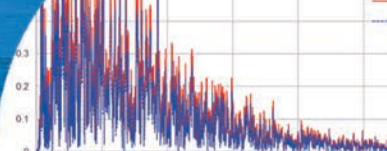
Conclusiones

En este artículo se explora la relación entre la reflexión de la luz sobre la superficie de depósitos de relave y su contenido de humedad. Los resultados obtenidos en términos de la intensidad de reflexión normalizada a suelo seco muestran una alta correlación, lo cual proporciona una tecnología precisa y costo-eficiente para la estimación de humedad. La utilización de luz activa a una longitud de onda dada (banda espectral estrecha) presenta una nueva alternativa atractiva dado que no depende de las condiciones de luz ambiental y tiene la capacidad de iluminar zonas a las cuales no tiene acceso la luz ambiental, por ejemplo, dentro de grietas. Los resultados obtenidos en el campo se

vieron afectados por los filtros empleados por las cámaras comerciales utilizadas y la significativa generación de una capa salina en la superficie que dificultó el análisis de las imágenes. Este trabajo se enmarca dentro del desarrollo de tecnologías desarrollado por la start-up GeoTailings al alero de la filial de innovación CodelcoTech.

Referencias

- Dalal, H. (1986). Simultaneous determination of moisture, organic carbon and total nitrogen by infrared reflectance spectrometry. *Soil Science Society of America* 50(1), 120-123
- Entezari, I., Rivard, B., Lipsett, M. and Wilson, W. (2013). Application of hyperspectral remote sensing in estimation of oilsands tailings water content. *5th Workshop on Hyperspectral Image and Signal Processing: Evolution in Remote Sensing (WHISPERS)*, IEEE, 1-4.
- Hassan-Esfahani, L., Torres-Rua, A., Jensen, A. and McKee, M. (2015). Assessment of surface soil moisture using high-resolution multi-spectral imagery and artificial neural networks. *Remote Sensing* 7(3), 2627-2646
- Hatje, V., Pedreira, R.M., de Rezende, C.E., Schettini, C.A.F., de Souza, G.C., Marin, D.C. and Hackspacher, P.C. (2017). The environmental impacts of one of the largest tailing dam failures worldwide. *Scientific Reports* 7(1), 10706
- Taktikou, E., Bourazanis, G., Papaioannou, G. and Kerkides, P. (2016). Prediction of soil moisture from remote sensing data. *Procedia Engineering* 162, 309-316
- Weidong, L., Baret, F., Xingfa, G., Qingxi, T., Lanfen, Z. and Bing Z. (2002). Relating soil surface moisture to reflectance. *Remote Sensing of Environment* 81(2-3), 238-246



The effect of irregular seismic loading on the validity of the simplified liquefaction procedures

Efecto de cargas sísmicas irregulares en la validez de los procedimientos de licuefacción simplificados

Fecha de envío: 12 de diciembre 2018

Fecha de aceptación: 15 de abril 2019

Raúl Norambuena¹, Vasiliki Tsaparli², Stavroula Kontoe³, David Taborda³ and David Potts³

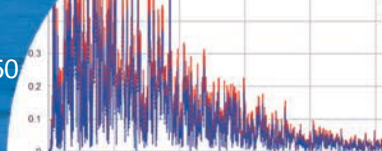
¹ Arcadis Chile, Antonio Varas 621, Providencia, Región Metropolitana de Santiago, Chile, raul.norambuena@arcadis.com

² Ørsted, Renewable Energy and Environment, 5 Howick Place, London SW1P 1WG, United Kingdom, vasts@orsted.co.uk

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

Soil liquefaction has been one of the major hazards for civil engineering projects relating to earthquakes. The simplified liquefaction procedure which is used to assess liquefaction susceptibility in practice is still based on semi-empirical methods. These rely on the assumption that irregular seismic motions can be represented fully by an equivalent number of cycles of uniform stress amplitude, which is based on the peak acceleration measured at ground surface. Most methodologies used to calculate the equivalent number of cycles are based on Miner's damage concept developed for the fatigue analysis of metals. Several researchers have questioned the validity of this concept, as soils have a highly non-linear response. The present work investigates numerically the concept of the equivalent uniform amplitude cycles. Effective stress-based non-linear finite element analyses are performed with a modified bounding surface plasticity model that allows to realistically simulate liquefaction, reproducing the cyclic strength of sands accurately. The seismic response of a 15 m deep uniform level-ground sand deposit is simulated with full hydro-mechanical coupling to establish the benchmark extent of liquefaction zone. In parallel, the analyses are repeated assuming drained conditions to compute the irregular time-histories, which are then converted to an equivalent number of uniform amplitude cycles. The constant amplitude series are then applied in single element simple shear test simulations, with initial conditions those corresponding to the 7 m depth in the deposit. The results in terms of the predicted triggering of liquefaction are contrasted to the

Licuefacción sísmica ha sido uno de los mayores peligros para proyectos de ingeniería atribuidos a terremotos. Las metodologías comúnmente utilizadas para evaluar licuefacción siguen basándose en métodos semi-empíricos. El procedimiento simplificado para evaluar el potencial de licuefacción asume que los terremotos pueden ser representados por un número equivalente de ciclos uniformes, proporcionales a la aceleración superficial máxima de un registro. Las principales metodologías para calcular el número equivalente de ciclos están basadas en la regla de daño acumulado de Miner, desarrollada para el análisis de fatiga en metales. La aplicabilidad de este concepto en suelos ha sido ampliamente cuestionada, dado que los suelos tienen un comportamiento no lineal. El presente trabajo investiga numéricamente el concepto de ciclos de amplitud uniforme equivalentes. Se efectúan análisis de esfuerzos no lineales en elementos finitos utilizando un modelo constitutivo de plasticidad de superficie límite que permite simular realísticamente licuefacción, reproduciendo precisamente la resistencia cíclica de las arenas. Bajo un análisis hidro-mecánico acoplado, se estudia un depósito de arenas de 15 m de profundidad sujeto a solicitaciones sísmicas, a fin de establecer una referencia de los alcances de la licuefacción. En paralelo, se desarrollan análisis de respuesta drenados para obtener los registros irregulares de esfuerzo, los cuales son convertidos en registros cíclicos uniformes. Se efectúan simulaciones de ensayos de corte simple no drenado sometidos a los registros uniformes generados. Los resultados de los ensayos de corte simple se comparan



predictions of the fully coupled benchmark analyses at the corresponding depth to assess the validity of the Seed et al. (1975) methodology, based on Miner's cumulative damage concept.

Keywords: liquefaction, simplified procedure, finite element analyses, equivalent number of cycles, bounding surface plasticity

con los modelos en términos de licuefacción y se concluye sobre la validez de la metodología de Seed et al. (1975), basada en el concepto de daño acumulado de Miner.

Palabras clave: licuefacción, metodología simplificada, análisis de elementos finitos, número equivalente de ciclos, plasticidad de superficie límite

Introduction

Soil liquefaction constitutes one of the major hazards relating to earthquakes for civil engineering projects and since its acknowledgement at the beginning of the XX century (Hazen, 1920), it has been one of the main areas of focus in the field of geotechnical earthquake engineering.

Many procedures have been developed over the years in order to assess the triggering of liquefaction in a sand deposit subjected to seismic loading. Different approaches exist: qualitative procedures, based on identifying ranges of particle size distribution (Tsuchida, 1970) or based on ageing and geomorphology (Youd and Perkins, 1978); semi-empirical procedures that rely on observations of ground surface manifestation of liquefaction and field testing (Seed and Idriss, 1971; Youd *et al.*, 2001; Idriss and Boulanger, 2008); numerical methods using advanced constitutive models which can realistically simulate pore water pressure build up and liquefaction (Papadimitiou and Bouckovalas, 2002; Taborda, 2011).

The semi-empirical procedures, which are based on information gathered from past earthquake events, prevail in practice. These procedures have evolved over the years incorporating different aspects of the dynamic performance of different types of soils and the nature of the seismic events, but all are in line with the original simplified procedure proposed by Seed and Idriss in the early 70's.

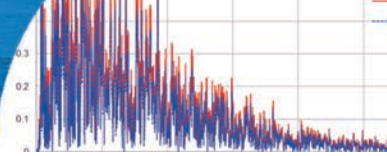
One of the key assumptions in the simplified procedure is the representation of the irregular loading patterns of the design earthquake by an equivalent number of uniform stress amplitude cycles (N_{eq}). This is captured through the magnitude scaling factors that are used to scale the seismic demand or the cyclic strength of soils for the calculation

of the factor of safety against liquefaction. Perhaps the most common procedure to count the equivalent number of cycles is that proposed by Seed and his colleagues (Seed *et al.*, 1975), consisting of applying weighting factors for stress levels of different percentage of the peak magnitude present in the irregular time-history. This method is based on the cumulative damage rule proposed by Miner (1945), originally developed to study low cycle fatigue conditions in metals.

Shen *et al.* (1978) carried out a series of cyclic undrained triaxial element tests on sand samples of different relative density (D_r), subjected to different random loading patterns. Through these they concluded that the resistance to liquefaction strongly depends on the loading path and sequence of loading cycles, particularly for the denser samples, suggesting that Miner's cumulative damage rule may not be applicable to soils undergoing large amplitude cycles during which the response is mainly non-linear elasto-plastic.

Recent laboratory studies on sand's liquefaction resistance (Azeitero *et al.*, 2012; Coehlo *et al.*, 2013) have shown that a similar dependency of the cyclic strength on the loading sequence exists even for loose samples. More recently, these laboratory findings were corroborated by finite element (FE) analyses, which further concluded that the equivalent number of cycles concept could lead to non-conservative results in terms of liquefaction resistance (Tsaparli, 2015).

The present work extends the study of Tsaparli *et al.* (2015) on the equivalent number of uniform amplitude cycles concept of the Seed *et al.* (1975) methodology, by investigating numerically, through use of the Imperial



College Finite Element Program ICFEP (Potts and Zdravkovic, 1999) the response of sand to liquefaction when subjected to three different types of ground motions of very different characteristics. An advanced constitutive model (Taborda *et al.*, 2014), which has been modified to accurately capture the variation of cyclic strength with the level of applied cyclic stresses (Tsaparli, 2017) further increases the robustness of this study in examining the applicability of the Miner’s concept in soils.

Numerical procedure for the evaluation of the equivalent number of cycles concept

The general outline of the numerical method implemented to assess the simplified liquefaction procedure, focussing on the equivalent number of uniform amplitude cycles concept, consists of two types of FE site response analyses of a 15 m deep level ground fully saturated Nevada sand deposit, as well as single element simple shear test simulations with initial conditions those at 7 m depth in the deposit:

1. The first type of site response analysis uses full hydro-mechanical coupling to assess the depth of the liquefaction zone. This is used as benchmark in terms of triggering of liquefaction and is compared against the predictions of the empirical assessment (Idriss and Boulanger, 2008).
2. The second type of site response analysis assumes drained conditions to obtain the shear stress time history at mid-depth in the deposit. This excludes any effects of excess pore water pressure development and, in agreement with (Youd *et al.*, 2001), it is used for the conversion to an equivalent number of uniform amplitude cycles. The shear stress time-history at mid-depth is used rather than the acceleration time-history at ground surface, as is usually the case, for increased accuracy in the conversion to N_{eq} .
3. Single element FE simulations of undrained cyclic simple shear tests with initial conditions those at 7 m depth in the Nevada sand deposit are then carried out. These are subjected to the equivalent number of cycles as obtained from step 2. Based on Seed *et al.* (1975), the predictions of the single element tests in terms of triggering of liquefaction should agree with that

at mid-depth of the 15 m deep deposit, as predicted by the corresponding benchmark fully-coupled site response FE analysis (step 1 above).

A more detailed description of each stage of the adopted numerical procedure is given in the following subsections.

Strong motion data

The ground motions chosen as input at the base of the FE model are the east-west (EW) component of the 20th May 1986 Lotung motion, in Taiwan (Elgamal *et al.*, 1995), the EW component of the 20th September 1999 Chi-Chi motion, in Taiwan (Tsai and Huang, 2000) and the EW component of the 26th July 2003 Kawasaki motion, Japan (Okada *et al.*, 2003). Each ground motion has very different characteristics, representing a shock-type, a transitional type and a vibratory-type motion, respectively. The former exhibits a pronounced peak, while the latter is expected to more closely represent the uniform amplitudes cycles series. All three acceleration time-histories were recorded in downhole arrays and are representative of bedrock motions. Each ground motion was further scaled to two different levels: one strong enough to induce full liquefaction at a depth of 7 m depth, defined by an excess pore water pressure ratio, r_u , greater than 95%, where r_u is equal to the excess pore water pressures, Δu , over the initial mean effective stress, p'_{v0} , and one weaker to induce marginal liquefaction at a depth of 7 m, with a r_u less than 80%. Drained site response analyses undertaking full liquefaction and marginal liquefaction at 7 m should provide N_{eq} , and the corresponding single element analyses should reflect the same behaviour. Table 1 summarizes the main characteristics for each ground motion, while Figure 1 to Figure 3 show the acceleration time histories and corresponding Fourier spectra for each record.

Table 1: Characteristics of input ground motions

	Peak acceleration, m/s ²	Magnitude	Duration, s	Scaling factor	Type
Lotung, 1986	0.81	$M_L = 4.2$	36	x1.5 / x2.0	Shock
Chi-Chi, 2003	0.41	$M_w = 7.3$	110	x1.2 / x1.5	Transitional
Kawasaki, 1999	1.13	$M_w = 5.6$	106	x10 / x12	Vibratory

M_w : moment magnitude/ M_L : Richter local magnitude

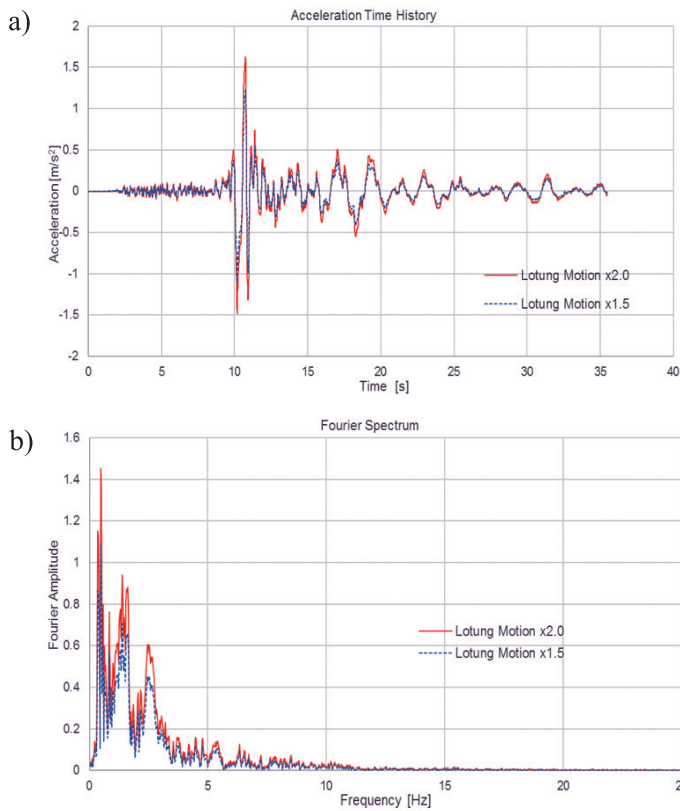
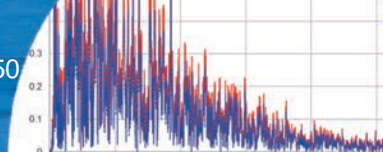


Figure 1: a) Acceleration record and b) Fourier spectrum for Lotung 1986 motion.

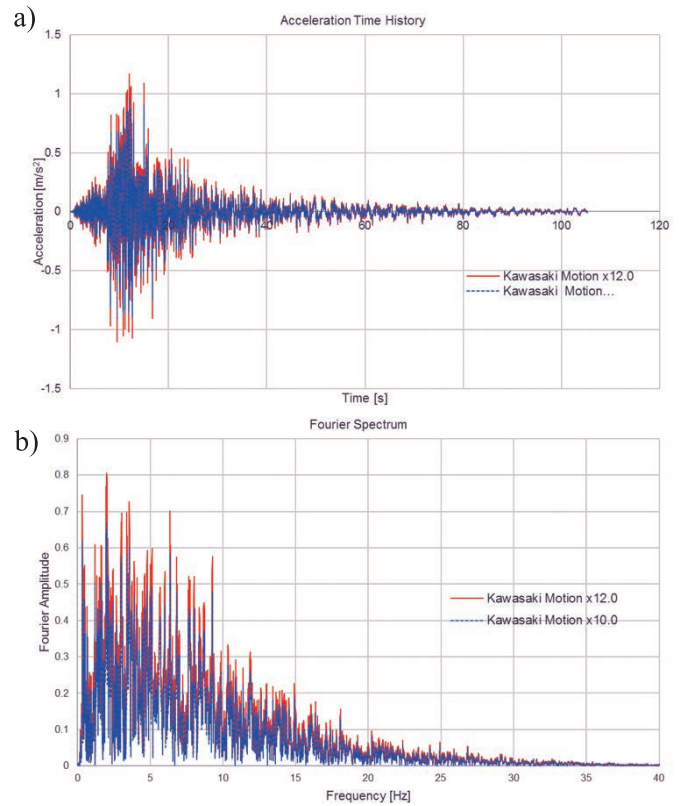


Figure 3: a) Acceleration records and b) Fourier spectrum for Kawasaki 2003 motion.

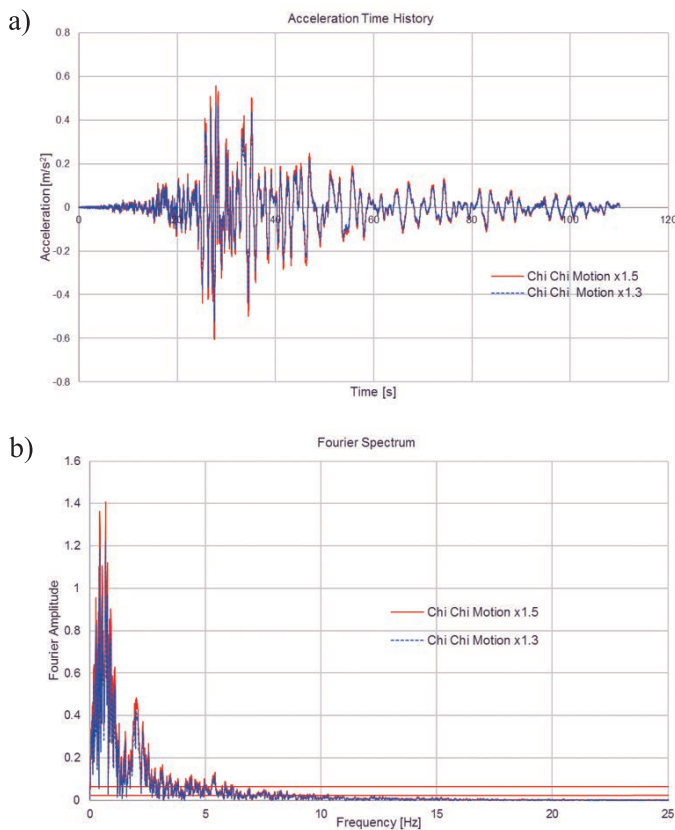


Figure 2: a) Acceleration records and b) Fourier spectrum for Chi-Chi 1999 motion.

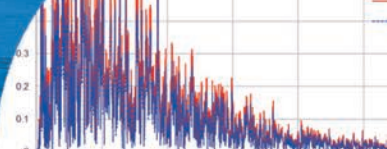
Methods for counting the number of cycles

Cycle counting methods are used to count the ranges or peaks of irregular time-histories. The rainflow range counting method (ASTM E1049, 2011) was utilised in this study to count the ranges of the shear stress time-histories, in accordance with the recommendations of Hancock and Bommer (2005). These ranges were then converted into peaks for the calculation of N_{eq} according to the Seed *et al.* (1975) procedure.

Equivalent number of cycles

Earthquake loading patterns are extremely irregular. The representation of earthquake seismic motions as a series of uniform amplitude cycles allows to simplify the conduction of element tests in the laboratory, which are carried out with the aim to investigate the response of soil under seismic conditions.

To convert an irregular time-history to an equivalent number of uniform amplitude cycles, the resulting peaks, as obtained in accordance to the previous section, are used following the process of application of weighting factors of Seed *et al.* (1975), described in detail in Tsaparli *et al.* (2015).



Finite element analyses

As aforementioned, site response FE analyses simulating a 15 m deep level ground fully saturated Nevada sand deposit, with a relative density of 40% are carried out. Two types of site response analyses are performed: the first one is the benchmark case that uses full hydro-mechanical coupling to assess the depth of the liquefaction zone. The second one assumes drained conditions in order to obtain the shear stress time history at mid-depth in the deposit, which is then used for the conversion to an equivalent number of uniform amplitude cycles.

The 3 different input motions, each scaled to two different levels, along with the two types of site response analyses resulted in a total of 12 site response FE analyses. Their characteristics are summarized in Table 2, along with the predictions of the peak ground acceleration (PGA) and the maximum shear stress, τ_{xy} , registered at 7 m depth in the drained analyses, as well as the maximum excess pore water pressure ratio, r_u , predicted at 7 m depth in the fully coupled analysis.

Subsequently, single element FE simulations of undrained cyclic simple shear tests with initial conditions those at 7 m depth in the Nevada sand deposit are carried out, under different confining pressures, representative of the different depths of the soil deposit. These are subjected to the equivalent number of cycles as obtained from the drained site response analyses, under uniform amplitudes at different percentages of the peak shear stress in the time-history. Based on Seed *et al.* (1975), the predictions of the single element tests in terms of triggering of liquefaction

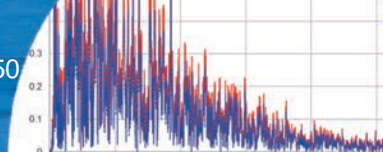
should agree with those at 7 m depth in the Nevada sand deposit, as predicted by the corresponding benchmark fully-coupled site response FE analysis. An excess pore water pressure ratio over 95% was once again used as the criterion to define the occurrence of liquefaction.

The mechanical behaviour of sand is modelled using a bounding surface plasticity model, originally implemented in ICFEP in three-dimensional stress space by Taborda (2011) and Taborda *et al.* (2014). The modifications to the flow rule and the tensor representing the evolution of soil fabric for accurate prediction of cyclic strength at varying CSRs and overburden effects, as well as better compliance following a dilative response and subsequent unloading, as described in Tsaparli (2017), have also been included. This consists of a significant improvement to Tsaparli *et al.* (2015), as accurate modelling of cyclic strength is of outmost importance when it comes to the type of study presenting herein. The model requires as input 32-parameters and it was calibrated based on extensive element testing on Nevada sand. More details can be found in Tsaparli (2017).

The mesh generated for the site response analyses, of the 15 m depth sand deposit, consists on a column of 60 elements stacked up vertically. The type of element to be used corresponds to 8-noded quadrilateral elements with dimensions of 25 cm per side. The selection of the size of the elements was based on the recommendations of Bathe (1996) for 8 noded elements, in order to ensure that the mesh is fine enough, to avoid the filtering of short wavelength waves.

Table 2: Summary of the site response FE analyses

Motion	Scale factor	Motion type	Analysis	D_r , %	Duration, s	PGA, m/s ² (drained)	Max r_u , % at 7 m depth	Max τ_{xy} , kPa at 7 m depth
Lotung	1.5	Shock	Coupled	40	35.46		79.64	-
Lotung	1.5	Shock	Drained	40	35.46	2.540	-	29.20
Lotung	2.0	Shock	Coupled	40	35.46		100.00	-
Lotung	2.0	Shock	Drained	40	35.46	3.350	-	30.20
Chi-Chi	1.3	Transitional	Coupled	40	110.07		75.98	-
Chi-Chi	1.3	Transitional	Drained	40	110.07	1.106	-	11.60
Chi-Chi	1.5	Transitional	Coupled	40	110.07		100.00	-
Chi-Chi	1.5	Transitional	Drained	40	110.07	1.244	-	13.20
Kawasaki	10.0	Vibratory	Coupled	40	105.30		74.15	-
Kawasaki	10.0	Vibratory	Drained	40	105.30	1.194	-	10.00
Kawasaki	12.0	Vibratory	Coupled	40	105.30		100.00	-
Kawasaki	12.0	Vibratory	Drained	40	105.30	1.274	-	11.30



The boundary conditions in the site response analysis consisted in tied degrees of freedom for all node along the vertical boundaries of the mesh to ensure 1D conditions (Zienkiewicz *et al.*, 1988). The vertical displacement was fixed by restricting vertical movements from the bottom boundary of the mesh. For each motion, the acceleration was transformed into incremental, and it was applied that way at the base of the mesh.

A modified Newton-Raphson integration scheme was used, with a sub-stepping stress point algorithm based on the non-linear solver (Potts and Zdravkovic, 1999). The integration scheme used was the generalized alpha method of Chung and Hulbert (1993) based on a spectral radius of $\rho_{\infty} = 0.818$. A time step of $\Delta t = 0.01$ s was found to be small enough to achieve an accurate solution for all the motions. This combination would allow to minimize the numerical damping and the period elongation.

Results

Based on the fully coupled analysis Lotung x1.5 motion

was selected to marginally liquefy at a depth of 7 m with a pore water pressure ratio r_u of 79.64%. Nevertheless, the associated single element (SE) analyses with lower CSR evidenced liquefaction ($r_u = 95\%$), while higher CSR did not, as the equivalent number of cycles were not enough to build up pore pressure to trigger liquefaction.

The coupled site response analysis using the Lotung x2.0 motion presented full liquefaction ($r_u = 100\%$) up to a depth of 9 m approximately. Surprisingly, the SE analyses yield the same results in terms of liquefaction of Lotung x1.5 motion, only lower CSR reached liquefaction. The results for both motions are presented in Table 3.

The Chi-Chi x1.3 motion was selected to marginally liquefy ($r_u = 75.98\%$), the SE analyses presented liquefaction on the lower CSR (higher number of cycles) only, similar to Lotung motions. On Chi-Chi x1.5, all SE analyses had enough cycles to reach the r_u criterion, in conformity to the associated site response analysis that showed full liquefaction ($r_u = 100\%$) at the analysed depth. The results for both motions are presented in Table 4.

Table 3: Lotung motion single element DSS test results for equivalent number of cycles.

Lotung x1.5 motion – Marginal liquefaction					Lotung x2.0 motion – Full liquefaction				
% of max. τ_{xy}	Max τ_{xy} , kPa	CSR	Equivalent N° of cycles	Cycles to $r_u = 95\%$	% of max. τ_{xy}	Max τ_{xy} , kPa	CSR	Equivalent N° of cycles	Cycles to $r_u = 95\%$
0.65	19.0	0.43	1.57	-	0.65	19.6	0.44	0.64	-
0.40	11.7	0.26	41.73	2.50	0.4	12.1	0.27	16.99	2.50
0.50	14.6	0.33	7.30	2.00	0.5	15.1	0.34	2.97	2.00
0.70	20.4	0.46	1.25	-	0.7	21.1	0.48	0.51	-
0.80	23.4	0.53	0.91	-	0.8	24.2	0.55	0.37	-
0.90	26.3	0.59	0.65	-	0.9	27.2	0.61	0.27	-
1.00	29.2	0.66	0.52	-	1	30.2	0.68	0.21	-

Table 4: Chi-Chi motion single element DSS test results for equivalent number of cycles.

Chi Chi x1.3 motion – Marginal liquefaction					Chi Chi x1.5 motion – Full liquefaction				
% of max. τ_{xy}	Max τ_{xy} , kPa	CSR	Equivalent N° of cycles	Cycles to $r_u = 95\%$	% of max. τ_{xy}	Max τ_{xy} , kPa	CSR	Equivalent N° of cycles	Cycles to $r_u = 95\%$
0.65	7.5	0.17	5.70	5.50	0.65	8.6	0.19	6.00	4.00
0.40	4.6	0.10	151.97	14.50	0.4	5.3	0.12	159.95	10.55
0.50	5.8	0.13	26.60	9.00	0.5	6.6	0.15	27.99	7.00
0.70	8.1	0.18	4.56	4.50	0.7	9.2	0.21	4.80	3.50
0.80	9.3	0.21	3.32	-	0.8	10.6	0.24	3.50	3.00
0.90	10.4	0.24	2.37	-	0.9	11.9	0.27	2.50	2.50
1.00	11.6	0.26	1.90	-	1	13.2	0.30	2.00	2.00

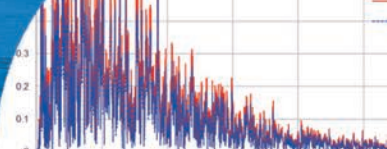


Table 5: Kawasaki motion single element DSS test results for equivalent number of cycles.

Kawasaki x10.0 motion – Marginal liquefaction					Kawasaki x12.0 motion – Full liquefaction				
% of max. τ_{xy}	Max τ_{xy} , kPa	CSR	Equivalent N° of cycles	Cycles to $r_u = 95\%$	% of max. τ_{xy}	Max τ_{xy} , kPa	CSR	Equivalent N° of cycles	Cycles to $r_u = 95\%$
0.65	6.5	0.15	18.08	7.00	0.65	7.5	0.17	16.77	5.50
0.40	4.0	0.09	482.13	23.00	0.4	4.6	0.10	447.07	14.50
0.50	5.0	0.11	84.37	12.00	0.5	5.8	0.13	78.24	9.00
0.70	7.0	0.16	14.46	6.00	0.7	8.1	0.18	13.41	4.50
0.80	8.0	0.18	10.55	5.00	0.8	9.3	0.21	9.78	3.50
0.90	9.0	0.20	7.53	4.00	0.9	10.4	0.24	6.99	3.00
1.00	10.0	0.22	6.03	3.00	1	11.6	0.26	5.59	2.50

Finally, the Kawasaki motion, the most vibratory of the three studied records, both x10.0 and x12.0 scaling factors, exhibited liquefaction in all SE analyses. In general, results are very conservative, but not accurate, particularly for Kawasaki x10.0 motion. The results of Kawasaki motions that marginally and fully liquefy are presented in Table 5.

In parallel, the results of the fully coupled benchmark analyses at 7 m depth were checked against the predictions of the empirical simplified procedure (Idriss and Boulanger, 2008). The results obtained in the simplified procedure are similar to the SE analyses. Similarly, non-conservative results have been found for shock type motions.

Conclusions

The Seed *et al.* methodology and Miner’s concept of cumulative damage for soils has been studied numerically through a benchmark study. The first impression of the single element DSS simulations results was that for the same motion, the equivalent number of cycles at different stress levels by Seed *et al.* (1975) methodology, the response was quite different. This observation was particularly accentuated for the Lotung shock type motions, associated with a reduced number of cycles.

Previous research (Biondi *et al.*, 2004), observed the equivalent cycles methodologies do not comply good enough for very low CSR, while for high CSR, has been proved how conservative is showing that is not critical. This observation does not agree with what was observed particularly on the shock type motion.

In general, the simplified procedure presents very conservative results to the benchmark site response analyses, but in agreement with the SE analyses, for the analysed shock type motion safety factors over 1.0, were

obtained on motions that exhibited full liquefaction on the coupled site response analyses.

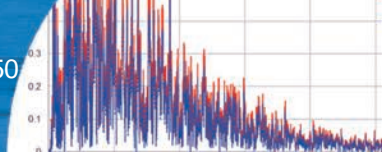
In a liquefaction point of view, the Seed *et al.* (1975) methodology has evidenced to be motion dependant. Shock type motions have evidenced non-conservative results while for vibratory type motions the findings are the opposite, very conservative.

Future research should include a detailed study on the performance of the bounding surface plasticity model on boundary value problems using high density on material properties. This would require an extensive advanced laboratory testing using high relative densities.

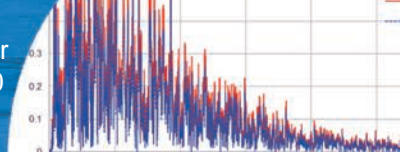
Further work should be carried out, considering new energy-based approaches instead of equivalent number of cycles, to perform liquefaction assessments. A recent investigation has shown better and more accurate methods to capture the irregular effects of seismic loading (Pan and Yang, 2019), instead of the early presented equivalent methodology (Seed *et al.*, 1975).

References

- ASTM E1049 (2011). Standard practices for cycle counting definitions for fatigue analysis. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA
- Azeiteiro, R.N.J., Marques, V.D. and Coelho, P.A.L.F (2012). Effect of singular peaks in uniform cyclic loading on the liquefaction resistance of a sand. *2nd International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering*, Taormina, Italy
- Bathe, K. (1996). *Finite element procedures*. New Jersey: Prentice Hall

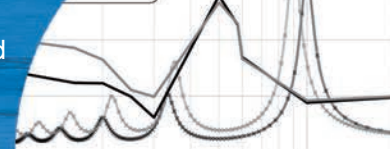


- Biondi, G., Cascone, E. and Maugeri, M. (2004). Number of uniform stress cycles equivalent to seismic loading. *11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering and 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, vol. 2, Berkeley, California, USA, 705-712
- Chung, J. and Hulbert, G.M. (1993). A time integration algorithm for structural dynamics with improved numerical dissipation: The generalized- α method. *Journal of Applied Mechanics* **60**(2), 371-375
- Coelho, P.A.L.F., Azeiteiro, R.J.N., Marques, V.D., Santos, L.M.A. and Taborda, D.M.G. (2013). Challenges to the laboratory evaluation of field liquefaction resistance. *18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris, France, 1459-1462
- Elgamal, A.-W., Zeghal, M., Tang, H.T. and Stepp, J.C. (1995). Lotung downhole array. I: Evaluation of site dynamic properties. *Journal of Geotechnical Engineering* **121**(4), 350–362
- Hancock, J. and Bommer, J. (2005). The effective number of cycles of earthquake ground motions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **34**, 637-664
- Hazen, A. (1920). Hydraulic-fill dams. *Transactions of the American Society of Civil Engineers* **83**(1), 1713-1745
- Idriss, I. and Boulanger, R. (2008). Soil liquefaction during earthquakes. Oakland, California: Earthquake Engineering Research Institute
- Miner, M. (1945). Cumulative damage in failure. *Journal of Applied Mechanics* **12**(3), 159-164
- Okada, T., Umino, N. and Hasegawa, A. (2003). Rupture process of the July 2003 northern Miyagi earthquake sequence, NE Japan, estimated from double-difference hypocenter locations. *Earth, Planets and Space* **55**(12), 741–750
- Pan, K. and Yang, Z.X. (2019). Evaluation of the liquefaction potential of sand under random loading conditions: equivalent approach versus energy-based method. *Journal of Earthquake Engineering* (in press)
- Papadimitiou, A.G. and Bouckovalas, G.D. (2002). Pasticity model for sand under small and large cyclic strains; a multiaxial formulation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **127**(11), 191-204
- Potts, D.M. and Zdravkovic, L. (1999). *Finite element analysis in geotechnical engineering: theory*. Thomas Telford, London, UK
- Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division* **97**(9), 1249-1273
- Seed, H.B., Idriss, I.M., Makdisi, F. and Banerjee, N. (1975). Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analysis. Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California
- Shen, C.K., Harder, A.M., Vrymoed, J.L. and Bennett, W.J. (1978). Dynamic response of a sand under random loadings. *ASCE Geotechnical Engineering Division Special Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, vol. 2, 852-863
- Taborda, D.M.G. (2011). *Development of constitutive models for application in soil dynamics*. PhD thesis, Imperial College London, UK
- Taborda, D., Zdravkovic, L., Kontoe, S. and Potts, D. (2014). Computational study on the modification of a bounding surface plasticity model for sands. *Computers and Geotechnics* **59**, 145–160
- Tsai, Y.-B. and Huang, M.-W. (2000). Strong ground motion characteristics of the Chi-Chi, Taiwan, earthquake of September 21, 1999. *Earthquake Engineering & Engineering Seismology* **2**(1), 1–21
- Tsaparli, V. (2017). *Numerical modelling of earthquake-induced liquefaction under irregular and multi-directional loading*. PhD thesis, Imperial College London, UK
- Tsaparli, V., Kontoe, S., Taborda, D.M.G. and Potts, D.M. (2015). Numerical investigation of the effect of the irregular nature of the seismic loading on the liquefaction resistance of saturated sand deposits. *Society for Earthquake and Civil Engineering Dynamics SECED 2015 Conference: Earthquake Risk and Engineering towards a Resilient World*, Cambridge, UK
- Tsuchida, H. (1970). Prediction and counter measure against the liquefaction in sand deposits. Abstracts of Seminars in the Ports and Harbour Research Institute, Japan, 3.1-3.33 (in Japanese)
- Youd, T.L. and Perkins, D.M. (1978). Mapping liquefaction-induced ground failure potential. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* **104**(4), 433-446



Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder, L.F., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., 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. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **127**(10), 817-833

Zienkiewicz, O., Bicanic, N. and Shen, F.Q. (1988). Earthquake input definition and the transmitting boundary conditions. In *Advances in Computational Nonlinear Mechanics*, I.S. Doltnis (ed.), 109–138, Springer



Canyon topography effects on ground motion: Assessment of different soil stiffness profiles

Efectos de topografía de cañón en movimientos sísmicos: Evaluación de diferentes perfiles de rigidez del suelo

Fecha de envío: 6 de enero 2018
Fecha de aceptación: 7 marzo 2019

David Solans, Evangelia Skiada, Stavroula Kontoe and David M. Potts

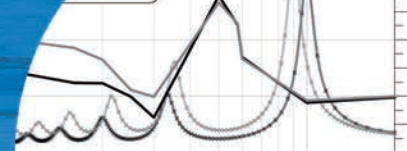
Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College London, South Kensington Campus, London SW7 2AZ, United Kingdom, david.solans16@imperial.ac.uk, evangelia.skiada11@imperial.ac.uk, stavroula.kontoe@imperial.ac.uk, d.potts@imperial.ac.uk

The effect of topography on ground motion has been well recognized during numerous earthquakes. Several studies present observational evidence from destructive earthquakes, where the damage is higher in the vicinity of hills and near slope crests. Furthermore, a number of numerical studies aimed to reproduce this phenomenon using different numerical methods, e.g. Finite Elements, Finite Differences and Boundary Elements have been carried out. Most of these investigations involve parametric studies, considering different variables. However, one of the assumptions of these studies is a homogeneous soil stiffness with depth, which is not in most cases realistic. This article investigates the effects of canyon topography on ground motion considering different soil stiffness profiles over a rigid bedrock. Three soil profiles with stiffness variation with depth are examined and compared to the case of a soil layer of uniform stiffness. An additional analysis of a two-layer medium lying above half-space is also considered. Time domain numerical analyses are carried out with the Imperial College Finite Element Program ICFEP, considering linear elastic soil behaviour over rigid bedrock. The input motions are wavelets of harmonic nature, modified by a Saragoni and Hart (1973) temporal filter. These wavelets with a characteristic pulse period T_p in the range of 0.1 s to 2 s are analysed. This study confirms that the topographic amplification extrema are located between the natural periods of the corresponding one-dimensional free-field profile in agreement with recent previous studies. Furthermore, the amplitude of the topographic amplification peaks is shown to change for the different examined soil stiffness profiles.

Keywords: topography effect, soil amplification, numerical modelling, finite element

El efecto de la topografía en sismos ha sido ampliamente observado durante numerosos terremotos. Varios estudios han presentado evidencia observacional de terremotos destructivos, donde la intensidad del daño es mayor en la vecindad de cerros y cercanía de pendientes. Además, un importante número de análisis numéricos ha tenido por objetivo reproducir este fenómeno utilizando diferentes metodologías, por ejemplo, Elementos Finitos, Diferencias Finitas y Elementos de Contorno. La mayoría de estas investigaciones involucran estudios paramétricos, considerando diversas variables. Sin embargo, estos estudios usualmente consideran perfiles de suelos con rigidez homogénea en profundidad, lo que no es necesariamente realista. Este artículo tiene por objetivo investigar los efectos de topografía de cañón en sismos considerando diferentes perfiles de rigidez en suelo sobre roca rígida. Tres perfiles de suelo con variación de rigidez en profundidad son examinados y comparados con el caso de un perfil de rigidez uniforme. Un caso adicional de dos capas de suelo sobre un semi-espacio también ha sido considerado. Los análisis numéricos se llevaron a cabo con Imperial College Finite Element Program ICFEP en el dominio del tiempo, considerando diferentes perfiles del tipo lineal – elásticos de rigidez sobre roca. Las solicitaciones sísmicas correspondieron a pulsos armónicos modificados por un filtro temporal por Saragoni y Hart (1973). Estas ondas con periodos característicos T_p en un rango de 0.1 s a 2 s son analizadas. Este estudio confirma que la respuesta normalizada máxima se localiza entre el primer y segundo periodo natural correspondiente a un perfil unidimensional en condición de campo libre de acuerdo a otras investigaciones recientes. Además, la amplitud de la amplificación topográfica muestra modificaciones para los distintos perfiles de suelo examinados.

Palabras clave: efecto topográfico, amplificación en suelos, modelamiento numérico, elementos finitos



Introduction

Topography effects have been extensively recognised during strong ground motions. Site response is significantly affected around topographic irregularities and consequently a larger concentration of damage has been reported near topographic reliefs.

A number of previous numerical studies on topographic effects focus on a parametric assessment of the different geometric variables that are shown to affect the topographic amplification factors and mostly consider homogenous soil stiffness profiles, which are not completely representative of real site conditions.

This article aims to investigate the effects of canyon topography on ground motion for different soil stiffness profiles over a rigid bedrock using the finite element method. The soil stiffness profiles are selected to have similar oscillation characteristics to the uniform stiffness profile. The methodology for the selection procedure and the associated assumptions are detailed below. The numerical results herein focus on the variation of the maximum normalised acceleration with the examined period of input motion for all the studied profiles.

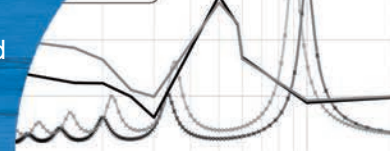
Background review

Topography effects are closely related to the presence of strong topographic reliefs (e.g. slopes, hills and canyons), complex subsurface geometries (e.g. alluvial valleys) and lateral geological irregularities (e.g. ancient faults). There is sufficient observational evidence from destructive earthquakes to conclude that concentration of damage occurs where steep slopes or complex topography is noticeable. Also, buildings and structures located on the top of hills and canyons, have suffered more intense damage than others located at the base of the same formations. Some of these observations refer to the San Fernando earthquake in 1971 (Boore, 1972), the Chile earthquake in 1985 (Celebi, 1987) and the Northridge earthquake in 1994 (Bouchon and Barker, 1996). More recently, Rathje *et al.* (2011) observed an important damage concentration at the ridgetops and steeper slopes after the Haiti Earthquake in 2010. Hancox and Perrin (2011) indicated similar damage concentration at cliff tops and low ridge crests during the 2010 – 2011 Canterbury earthquake sequence.

Numerical studies on topographic effects are mainly performed using the Finite Element Method FEM, the Finite Difference Method FDM, the Spectral Element Method SEM and the Boundary Element Method BEM, among other numerical techniques (Tripe *et al.*, 2013). However, most of the numerical studies have not been able to reproduce the high amplification amplitude values recorded in the field at various case studies (Pedersen *et al.*, 1994; Geli *et al.*, 1988). These differences have been attributed to factors that have not been considered in the numerical models, such as the 3D shape of the topographic features, the presence of adjacent topography and the effect of soil layer amplification (Tripe *et al.*, 2013; Ashford *et al.*, 1997; Bouckovalas and Papadimitriou, 2005).

Most of the previous numerical studies are parametric, focusing on the type of incident wave (Assimaki and Gazetas, 2004); frequency content of input motion (Bouckovalas and Papadimitriou, 2005); slope inclination (Ashford *et al.*, 1997, Bouckovalas and Papadimitriou, 2005; Tripe *et al.*, 2013); effect of cycles of input motion and soil damping (Bouckovalas and Papadimitriou, 2005); soil stratigraphy (Assimaki and Gazetas, 2004) and depth of bedrock (Tripe *et al.*, 2013), among other parameters.

Ashford *et al.* (1997) firstly proposed that topographic amplification could be examined independently to the soil layer amplification. However, more recent studies (Tripe *et al.*, 2013; Assimaki and Gazetas, 2004; Rizzitano *et al.*, 2014; Assimaki *et al.*, 2005; Assimaki and Jeong, 2013) showed that topographic amplification is dependent on soil layer amplification and these two phenomena cannot be examined separately. These studies also present a better representation of the recorded ground motion on site as more realistic soil conditions are considered in the more recent numerical studies. Rizzitano *et al.* (2014) showed that a smaller impedance ratio between the soil layer and bedrock results in larger interaction of soil stratigraphy and topography. This is also shown in Assimaki and Jeong (2013) and was first highlighted by Tripe *et al.* (2013) who considered a rigid bedrock assumption in the numerical investigation of topographic effects on soil slopes. The importance of the simulation of the soil stratigraphy was also highlighted by Assimaki *et al.* (2004, 2005a) during the investigation of the topographic effects associated with the Kifisos river canyon banks in the Athens 1999



earthquake. The effect of a double soil layer presence in a half-space has recently been considered by Assimaki and Mohammadi (2017) with the aid of a numerical parametric investigation on topographic effects for hill geometries. The underlying soil conditions are shown to be important for the topographic amplification variation and its magnitude. These factors are further investigated herein for canyon cases within soil profiles founded on a rigid bedrock.

Methodology

Model description

Two-dimensional 2D plane strain time domain finite element FE analyses were performed, considering a canyon geometry in a soil layer deposit over rigid bedrock. The geometry of the FE model is presented in Figure 1. The geometrical parameters for the current set of numerical analyses are kept constant and equal to: height of the canyon slope $H = 50$ m, slope angle $i = 75^\circ$, distance to bedrock $z = 125$ m, crest-to-crest distance $L_{ctc} = 280$ m and distance of the slope crest to the lateral boundary of the mesh $L = 560$ m. The input motions correspond to vertical propagating in-plane shear waves (SV waves) the soil is modelled as a linear visco-elastic material with varying stiffness with depth.

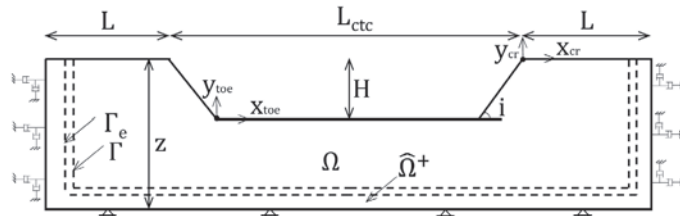


Figure 1: Geometry of the domain considered in finite element analysis (Skiada *et al.*, 2018)

The study was carried out using the Imperial College Finite Element Program ICFEP (Potts and Zdravković, 1999), employing the generalised- α time integration method. In terms of boundary conditions BC, for the static part of the analysis the horizontal and vertical displacements are equal to zero at the bottom boundary of the mesh, while the horizontal displacements are zero on the lateral boundaries. The same boundary conditions to the static part of the analysis are imposed on the bottom boundary during the dynamic part of the analysis due to the rigid

bedrock assumption, while normal and tangential dashpots are used on the lateral boundaries.

The spatial discretisation of the mesh follows the recommendations of Kuhlemeyer and Lysmer (1973) where the element dimension, Δl , was considered as $\Delta l \leq \lambda/10$, where λ corresponds to the wavelength related to the highest frequency of the considered input motion, *i.e.* for $T_p = 0.1$ s and $V_s = 500$ m/s, $\lambda = 50$ m thus an element size of $\Delta l = 5$ m was used.

The domain reduction method DRM is used to ensure that free-field conditions are reached at the lateral boundaries of the FE mesh and simultaneously to reduce the computational cost of the analyses. The DRM is a two-step procedure that intends to reduce the domain of the problem by introducing changes in the governing variables. The DRM was first developed by Bielak *et al.* (2003) for seismological purposes and it has been extended and implemented in ICFEP for dynamic coupled consolidation problems (Kontoe *et al.*, 2009).

All the analyses have been performed using wavelets of a harmonic nature with predominant period T_p as input motions. This is a harmonic wavelet which is modulated by the Saragoni and Hart (1973) temporal filter and corresponds to the Chang's time history used in previous studies (Bouckovalas and Papadimitriou, 2005). The expression used for the acceleration time history is given by equation (1).

$$a(t) = \sqrt{\beta e^{-\alpha t}} t^\gamma \sin\left(\frac{2\pi t}{T_p}\right) \quad (1)$$

where α , β and γ refer to the constants controlling the shape and amplitude of the wavelet, T_p corresponds to the predominant period and t is the time. The values of each constant were varied for each considered T_p value to reach a maximum amplitude of unity. Additionally, the number of cycles of the input motion is maintained constant and equal to 12 for all the studied input motions. A plot of the acceleration time history is presented in Figure 2 for $T_p = 1$ s and constant values of $\alpha = 2.0$, $\beta = 1.5$ and $\gamma = 5.0$. The considered input motions refer to an input motion period range T_p from 0.1 s to 2.0 s.

The Step I of the DRM comprises of a 1D soil column analysis with a soil thickness equal to the crest height of

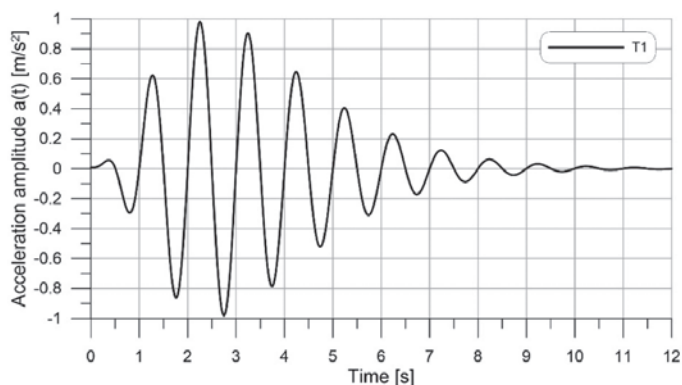


Figure 2: Input motion for $T_p = 1$ s ($\alpha = 2.0$, $\beta = 1.5$ and $\gamma = 5.0$)

the 2D canyon model (*i.e.* equal to the depth to bedrock z value). This analysis represents the free-field response and takes into account the soil layering effects. The results of this analysis are imposed on the Γ line of the 2D numerical model (see Figure 1) during the Step II of the numerical process. The model of Step II incorporates the local effects that refer to the presence of the topographic irregularity in this case.

1D analyses were performed for each predominant period T_p of the input motion and considered the following steps. The 1D model is generated taking into account the mesh recommendations (Kuhlemeyer and Lysmer, 1973). The motion is applied in the horizontal direction along the base of the model, while tied degrees of freedom TDOF were applied between the nodes at the same elevation along the lateral boundaries. The dynamic analysis for the 1D crest model is used to generate the input for the Step II of the DRM, but also to obtain the free-field crest acceleration response. The free-field response is then used to normalise the horizontal and vertical 2D response obtained from the Step II analysis in terms of accelerations. Similarly, dynamic analyses for a 1D toe model (*i.e.* reduced depth to bedrock corresponding to the toe conditions) are performed in order to obtain the free-field acceleration at the toe.

2D analyses were also performed for each predominant period T_p of the input motion, considering the following steps. Firstly, 2D static analysis is carried out modelling the geostatic stress field for level ground and then part of the material is removed to simulate the canyon geometry in a single stage of excavation. Following this, the 2D dynamic analysis is performed, using as input the results from the DRM Step I 1D model. For each 2D analysis, acceleration time histories were recorded along different points on the surface of the canyon geometry.

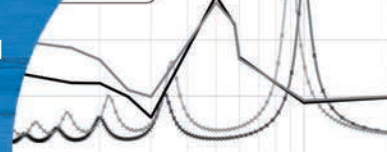
Topographic amplification is defined as the ratio of the resulting motion close to the irregular feature (*topo*) to the motion in the free-field (*ff*). The motion at the canyon surface is characterised by both horizontal and vertical components. The vertical component is of a parasitic nature as it results from the wave scattering (refraction and reflection) at the irregular ground surface. With the aim of de-coupling topographic effects from soil layering amplification, a normalisation process is used. The topographic factors in the horizontal and vertical direction result from the normalisation of the horizontal and parasitic vertical components of ground motion to the horizontal component of the free-field ground motion in the case of SV wave incidence. This is because there is no vertical component of the ground motion in the free-field as the incident waves are simply reflected at the flat ground surface with the absence of wave scattering.

$$A_h = \frac{PGA_{topo}^h}{PGA_{ff}^h} \quad A_h = \frac{PGA_{topo}^v}{PGA_{ff}^h} \quad (2)$$

The examined soil profiles

Three soil profiles are examined herein, one with a linear stiffness variation with depth (Linear Constant), a tri-linear stiffness profile representing a case of a parabolic stiffness variation with depth (Toro V_s) and a stepped stiffness profile representing two soil layers with a strong stiffness contrast within the soil layer above the rigid bedrock (Stepped V_s). These cases were chosen because they correspond to more realistic spatial variations of soil stiffness encountered in nature. The Toro V_s profile is based on the Toro model (Toro, 1995), which corresponds to a shear wave velocity profile generated by statistical approaches. In the present study, a lower bound profile was used, which corresponds to a median profile estimated with the Toro process minus one standard deviation, approximated by three linear parts.

All the examined profiles are derived so that they have a comparable first mode of vibration to a reference uniform profile with shear wave velocity of $V_s = 500$ m/s. This is to ensure that the soil layer amplification is similar for all the examined cases of stratigraphy, as the fundamental soil layer modes of vibration are seen to affect the frequency content of the topographic amplification (Tripe *et al.*, 2013; Skiada *et al.*, 2017, 2017a).



Two weighted average values of shear wave velocity are used herein: according to the Dobry *et al.* (1976) and as proposed in the IBC (2003), Eurocode 8 (1998) and ASCE 7-02 (2005). Both definitions are expressed in equation (3).

$$\bar{V}_s^1 = \frac{1}{\sum_{i=1}^n Z_i} \sum_{i=1}^n V_{s,i} Z_i \quad \bar{V}_s^2 = \frac{\sum_{i=1}^n Z_i}{\sum_{i=1}^n \frac{Z_i}{V_{s,i}}} \quad (3)$$

Both average values of shear wave velocity are compared to the uniform stiffness profile, aiming to have a similar value. The considered stiffness variation with depth and the main characteristics of each profile are presented in Table 1 and Figure 3 in comparison to the uniform profile.

Table 1: Soil parameters for analyses

Parameter	Uniform	Linear constant	Toro V_s	Stepped V_s
Shear modulus, G , MPa	500	$100 + 6.4z$	Varying in depth (see Figure 3)	$125 - z < 65$ m
				$1125 - z > 65$ m
Bulk modulus, K , MPa	1333	$266.6 + 17.06z$	Varying in depth (see Figure 3)	$333.3 - z < 65$ m
				$3000 - z > 65$ m
\bar{V}_s , m/s	500	493	529	500
				$250 - z < 62.5$ m
				$750 - z > 62.5$ m
$V_{s,125}$, m/s	500	459	479	500
Fundamental period T , s	1	0.906	0.855	1.085

z : depth from soil surface level (crest level) in meters

The soil mass density is equal to $\rho = 2.0 \text{ Mg/m}^3$ and the horizontal coefficient of earth pressure $K_0 = 1.0$ in all the performed analyses. For the dynamic analyses, the target damping ratio, $\xi = 5\%$, is achieved by varying the Rayleigh damping parameters according to the input motion period and the fundamental period of the canyon.

The transfer functions $|F_2(\omega)|$ resulting from the considered profiles are plotted in Figure 4 in comparison to the transfer function of the uniform stiffness profile. The transfer functions are calculated using the software STRATA (Kottke and Rathje, 2013). The transfer functions of the varying soil stiffness profiles are characterised by higher amplitudes of $|F_2(\omega)|$ and shifts in the position of the

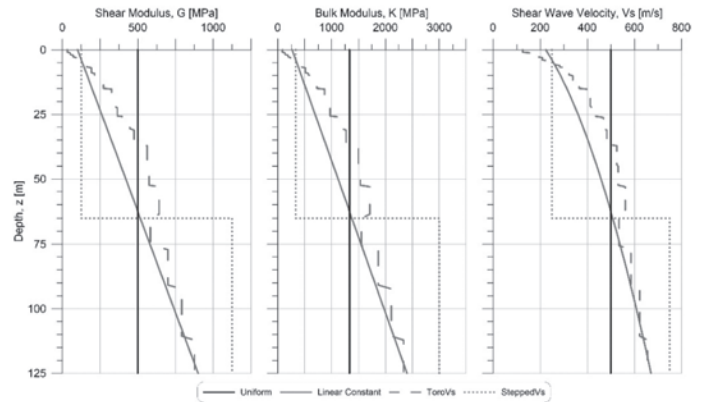


Figure 3: Shear and bulk moduli and shear wave velocity profiles with depth

natural periods compared to the uniform stiffness profile (observed at ~ 1 s, ~ 3 s, ~ 5 s, *etc*). The location of these shifts and the resulting amplitude values were confirmed theoretically using the expressions proposed by Ambraseys (1959) and Dobry *et al.* (1976).

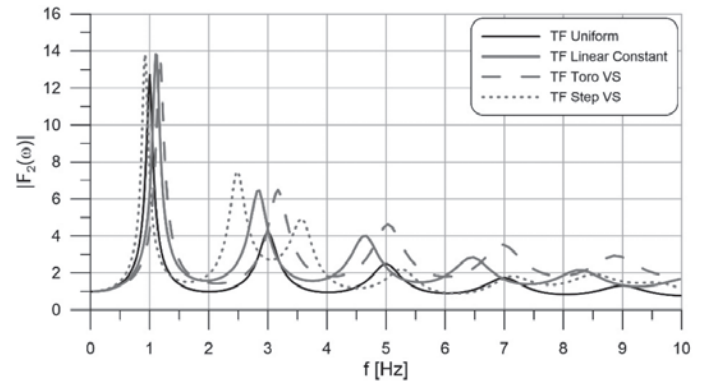


Figure 4: Transfer Function $|F_2(\omega)|$ - 1D ground response for the profiles studied

Results

Figure 5 shows the horizontal A_{hmax} and vertical A_{vmax} topographic amplification factors for the Uniform and Linear Constant profiles along with their respective Transfer Function $|F_2(\omega)|$ at the crest of the canyon ($x_{cr} = 0$ m in Figure 1). The obtained results confirm that the topographic amplification maximum amplitude A_{hmax} is located between the first and the second natural period of the 1D profile. This effect could be explained as follows: the maximum normalised response occurs when the Transfer Function $|F_2(\omega)|$ reaches its minimum value, due to the normalisation process by the 1D soil column (Skiada *et al.*, 2017).

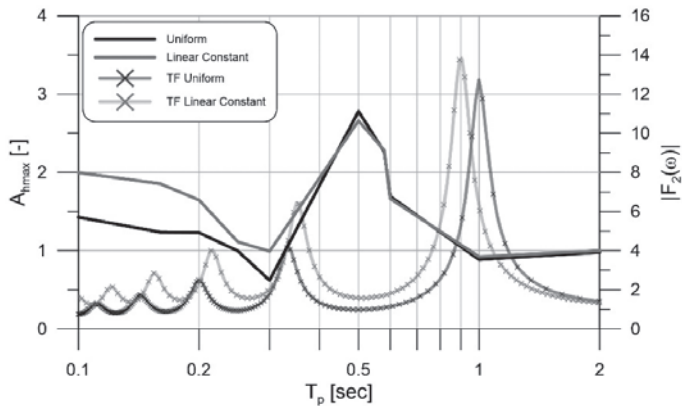
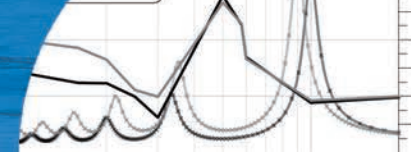


Figure 5: Topographic amplification and transfer function for Uniform and Linear Constant profiles

The horizontal A_{hmax} and parasitic vertical A_{vmax} topographic amplification at the crest of the canyon ($x_{cr} = 0$ m in Figure 1) with input wavelet period T_p are presented in Figure 6. It can be observed that the amplitude of both the horizontal and the parasitic vertical topographic amplification differs between the several stiffness profiles. Linear Constant and Toro V_s profiles are characterised by a peak of $A_{hmax} = 2.5$ at $T_p = 0.5$ s in the horizontal direction and on overall similar response for a wide frequency range. The similarity of the topographic response in these cases is expected because of the considered profile transfer functions which are similar and the stiffness variation which is mostly different in the first few meters below the ground surface. This difference mainly affects the higher modes of vibration of the 1D soil columns (see the larger difference of the examined profiles

to the uniform one at the second and third mode in Figure 4). The difference of the topographic amplification is then expected to be seen in the higher frequency modes (*i.e.* in the smaller input motion periods T_p area). Overall, the horizontal topographic amplification is similar for both the Linear Constant and the Toro V_s profiles as well as the Uniform profile, with some differences in the high frequencies range.

The Stepped V_s profile is, however, characterised by a secondary peak at $T_p = 0.16$ s additional to the peak position at $T_p = 0.5$ s with $A_{hmax} = 1.75$. The different peaks of this response compared to the uniform profile are expected due to the presence of a double layer formation in this case. The top layer is also three times softer than the bottom one (impedance ratio = 3) in this case, so it is characterised by a more complex wave scattering mechanism compared to the uniform stiffness profile.

The parasitic vertical response of the Uniform profile is characterised by a maximum located at $T_p = 0.5$ s with magnitude value over $A_{vmax} = 2.0$. The Linear Constant and Toro V_s profiles also maximise at $T_p = 0.5$ s. However, a secondary peak at $T_p = 0.16-0.2$ s of similar amplitude to the peak at $T_p = 0.5$ s is a characteristic of these profiles. This highlights the largest effect of the change of the stiffness profile on the vertical response. In this case, the amplification of the vertical response is also comparable to the horizontal one. A similar response is observed for the stepped profile, as it is characterised by two peaks at 0.16

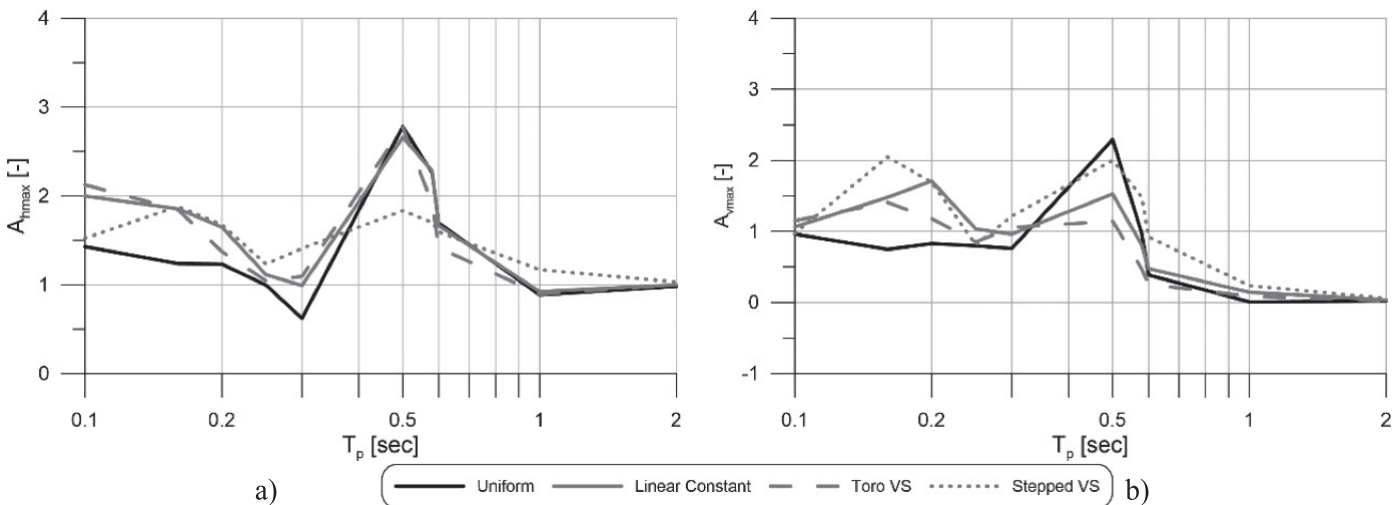
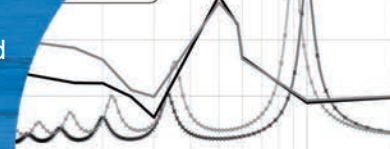


Figure 6: Maximum normalised response versus predominant period T_p : a) horizontal amplification and b) vertical amplification



and 0.5 s, however with smaller amplitude in comparison to the other profiles at $T_p = 0.5$ s.

Conclusions

This article forms a summary of an extensive set of analyses performed to assess the effect of soil profiles with varying stiffness with depth on the topographic amplification variation across canyon topographies. Topographic amplification factors have been compared between a uniform soil profile and those of varying stiffness considering wavelet input motion imposed in the horizontal direction. It was shown that the position of maximum horizontal topographic amplification A_{hmax} is located between the first and the second natural periods of the 1D soil column transfer function, in agreement with previous studies of Tripe *et al.* (2013) and Skiada *et al.* (2017). However, non-uniform soil stiffness profiles mainly increase the topographic amplification factor amplitudes at the canyon crest location in the smaller input motion period range ($T_p \leq 0.33$ s). Significant differences are observed in the parasitic vertical motion where amplification values could be as high as the horizontal response for some of the non-uniform cases (*i.e.* Stepped V_s profile examined here).

Acknowledgements

The first author would like to express his gratitude to CONICYT – Chile for the funding to his MSc studies (grant #: 73160063).

References

Ambraseys, N.N. (1959). A note on the response of an elastic overburden of varying rigidity to an arbitrary ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America* **49**(3), 211-220

ASCE 7-02 (2005). Minimum design loads for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers ASCE 7, ASCE Standard, SEI/ASCE 7-02, Reston, VA, USA

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 Mohammadi, K. (2017). On the complexity of seismic waves trapped in non-flat geologic features. *3rd International Conference on Performance Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering PBD-III*, Vancouver, Canada

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., Gazetas, G. and Kausel, E. (2005). Effects of local soil conditions on the topographic aggravation of seismic motion: Parametric investigation and recorded field evidence from the 1999 Athens earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America* **95**(3), 1059–1089

Assimaki, D., Kausel, E. and Gazetas, G. (2005a). Soil-dependent topographic effects: A case study from the 1999 Athens earthquake. *Earthquake Spectra* **21**(4), 929–966

Assimaki, D. and Gazetas, G. (2004). Soil and topographic amplification on Canyon Banks and the 1999 Athens Earthquake. *Journal of Earthquake Engineering* **8**(1), 1-43

Bielak, J., Loukakis, K., Hisada, Y. and Yoshimura, C. (2003). Domain reduction method for three-dimensional earthquake modeling in localized regions, Part I: Theory. *Bulletin of the Seismological Society of America* **93**(2), 817-824

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

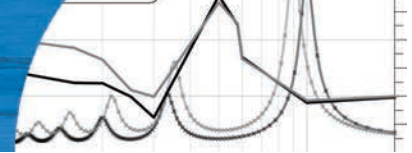
Bouckovalas, G.D. and Papadimitriou, A.G. (2005). Numerical evaluation of slope topography effects on seismic ground motion. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **25**(7-10), 547-558

Celebi, 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

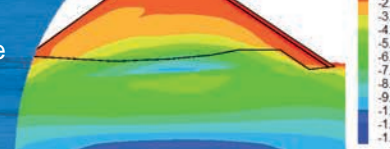
Dobry, R., Oweis, I. and Urzua, A. (1976). Simplified procedures for estimating the fundamental period of soil profile. *Bulletin of the Seismological Society of America* **66**(4), 1293-321

Eurocode 8 (1998). Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Standard EN 1998-1:2004, Brussels, Belgium

Geli, L., Bard, P.Y. and Jullien, B. (1988). The effect of topography on earthquake ground motion: a review and new results. *Bulletin of the Seismological Society of America* **78**(1), 42-63



- Hancox, G. and Perrin, N. (2011). Report on landslide reconnaissance flight on 24 February 2011 following the Mw 6.3 Christchurch earthquake of 22 February 2011. GNS Science immediate report, March 2011
- IBC (2003). International Building Code. International Code Council, Inc., Falls Church, VA, USA
- Kontoe, S., Zdravkovic, L. and Potts, D.M. (2009). An assessment of the domain reduction method as an advanced boundary condition and some pitfalls in the use of conventional absorbing boundaries. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* **33**(3), 309-330
- Kottke, A. and Rathje, E. (2013). Technical manual for strata. Report No. 2008/10, Pacific Earthquake Engineering Research Center Berkeley, California
- Kuhlemeyer, R.L. and Lysmer, J. (1973). Finite element method accuracy for wave propagation problems. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division* **99**(5), 421-427
- Pedersen, H., LeBrun, B., Hatzfield, D., Campillo, M. and Bard, P.Y. (1994). Ground motion amplitude across ridges. *Bulletin of the Seismological Society of America* **84**(6), 1786-1800
- Potts, D.M. and Zdravković L.T. (1999). *Finite element analysis in geotechnical engineering: theory*. Thomas Telford, London
- Rathje, E.M., Bachhuber, J., Dulberg, R., Cox, B.R., Kottke, A., Wood, C., Green, R., Olson, S., Wells, D. and Rix, G. (2011). Damage patterns in Port-au-Prince during the 2010 Haiti Earthquake. *Earthquake Spectra* **27**(S1), S117-S136
- Rizzitano, S., Cascone, E. and Biondi, G. (2014). Coupling of topographic and stratigraphic effects on seismic response of slopes through 2D linear and equivalent linear analyses. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **67**, 66-84
- Saragoni, G.R. and Hart, G.C. (1973). Simulation of artificial earthquakes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **2**(3), 249-267
- Skiada, E., Kontoe, S., Stafford, P.J. and Potts D.M. (2018). Ground surface amplification for canyon topographies excited with bi-directional earthquake records. *16th European Conference on Earthquake Engineering*, Thessaloniki, Greece
- Skiada, E., Kontoe, S., Stafford, P.J. and Potts, D.M. (2017). Canyon topography effects on ground motion. *16th World Conference on Earthquake 16WCEE*, Santiago, Chile
- Skiada, E., Kontoe, S., Stafford, P.J. and Potts, D.M. (2017a). Ground motion amplification for canyon topographies with different input motions. *3rd International Conference on Performance Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering PBD-III*, Vancouver, BC, Canada
- Toro, G.R. (1995). Probabilistic models of site velocity profiles for generic and site-specific ground-motion amplification studies. *Technical Report 779574*. Upton, New York
- 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



Modelamiento numérico del embalse Murallas Viejas. Efectos de incorporar la pantalla de hormigón

Numerical analysis of Murallas Viejas dam. Effects assessment when accounting for the concrete face

Fecha de entrega: 18 de diciembre 2018

Fecha de aceptación: 2 de mayo 2019

Claudia Vallejos¹ y Alfredo Arenas²

¹ Arcadis, Antonio Varas 621, piso 6, Providencia, Región Metropolitana de Santiago, Chile, claudia.vallejos@arcadis.com

² Golder Associates, Magdalena 181, piso 3, Las Condes, Región Metropolitana de Santiago, Chile, clvallejos@golder.cl, aarenas@golder.cl

Como parte de los diseños del embalse Murallas Viejas, se evaluó la respuesta dinámica de la presa de enrocados de 130 m de altura. Durante esta evaluación se modeló la interacción entre la pantalla de hormigón y el muro de enrocados. Para la representación de la pantalla de hormigón se utilizaron técnicas avanzadas de modelación, permitiendo capturar los efectos inerciales, su resistencia y su capacidad de deformarse, así como también la interacción que existe entre las losas que la componen y la condición de borde que ejercería el plinto durante cargas sísmicas. Los resultados de la modelación numérica realizada para el proyecto Murallas Viejas, fueron comparados con un análisis análogo, pero sin incluir la pantalla de hormigón directamente en los modelos numéricos. Para este caso se obtuvo la respuesta de la pantalla de hormigón en forma indirecta, mediante post análisis. El presente trabajo muestra los efectos de la pantalla sobre las deformaciones de la presa, las técnicas de modelación utilizadas y destaca cuales fueron los puntos claves para su implementación. Los resultados indican que la respuesta de la presa, y en especial los momentos generados en la pantalla de hormigón, difieren sustancialmente entre ambos casos. Los autores creen que la diferencia se ve magnificada por el hecho de incorporar en los análisis los materiales de transición.

Palabras clave: CFRD, embalse, respuesta sísmica, FLAC3D

During the dynamic analysis of the Murallas Viejas reservoir, the response of the rockfill dam of 130 m high was evaluated, during this evaluation, the interaction between the concrete face and the rockfill dam was modeled using advanced techniques. This implementation allowed capturing the concrete face response in terms of inertial effects, imposed stresses and its ability for deforming, as well as capturing the slab interaction with each other, the interaction with the rockfill dam and capturing the boundary effects imposed by the plinth. The results of the numerical modelling carried out for the Murallas Viejas reservoir were compared with a similar analysis, but without including the concrete face in the numerical models. For this case the response of the concrete face was indirectly obtained, by a post analysis. The results illustrate the complex interaction between the different dam components and the need of using a correct technique for modelling the dam system. The present work shows the various techniques used and highlight key points of its implementation. The results indicate that the dam response, especially those related to flexural moments at the concrete face, significantly differ between the two cases. The authors believe that this difference is magnified by the inclusion of the transition materials in the numerical analysis.

Keywords: CFRD, reservoir, seismic response, FLAC3D

Introducción

La Dirección de Obras Hidráulicas (DOH) desarrolló el proyecto Embalse Murallas Viejas con el objetivo de aumentar la disponibilidad de recursos hídricos para riego

en la región de Coquimbo. El embalse se ubicará en el río Combarbalá y consistirá de una presa del tipo CFRD (por su sigla en inglés, Concrete Face Rockfill Dam).

La presa se conformará de material de enrocado compactado

y se impermeabilizará con una pantalla de hormigón en la cara aguas arriba, la cual estará conectada a un plinto en toda su extensión en contacto con la roca de fundación. El embalse tendrá una capacidad de acumular 50 Mm³.

Para evaluar la estabilidad dinámica del muro de enrocados durante la ocurrencia de solicitaciones sísmicas, se realizó un modelo numérico tridimensional, mediante el uso del software FLAC3D versión 5.01 (Cundall, 2016), en el que se estudiaron 2 escenarios: condición embalse vacío y condición embalse lleno. Este estudio hace referencia a la condición de embalse vacío.

En la práctica, los análisis numéricos para este tipo de estructuras se realizan considerando la presa sin la acción de la pantalla, por lo que la interacción muro-pantalla se logra imponiendo los desplazamientos del muro sobre la pantalla mediante post análisis estructural, y con ello obtener los momentos actuantes sobre ella. Esta metodología puede subestimar los esfuerzos actuando sobre la pantalla, por lo que el presente análisis considera la interacción dinámica muro-pantalla.

De esta manera, el análisis numérico incluyó la modelación de la geometría del embalse, caracterización geotécnica de los materiales, la utilización de modelos constitutivos no lineales, la simulación del proceso constructivo del muro y su interacción con los elementos estructurales que forman la pantalla de hormigón y el plinto.

Descripción de la presa

La presa tendrá una altura máxima de 130 m, con ancho y largo de coronamiento de 8 m y 576 m, respectivamente. La geometría está conformada con taludes aguas arriba 1.5:1 (H:V) y variable aguas abajo de 1.6:1 (H:V) en el tercio superior del muro y 1.4:1 (H:V) en los dos tercios inferiores.

La geometría y mallado 3D del modelo se realizó en el

software GeoMeshing versión 2.6.5, el que permite generar el mallado 3D por medio de una combinación de elementos y optimizado para la corrida dinámica. Un total de 680000 zonas fueron generadas en el modelo.

La Figura 1 muestra la geometría 2D de la sección representativa del modelo y su geometría 3D. Para efectos de este trabajo el eje X se define como la dirección transversal al coronamiento del muro, el eje Y en la dirección longitudinal y el eje Z como la dirección vertical.

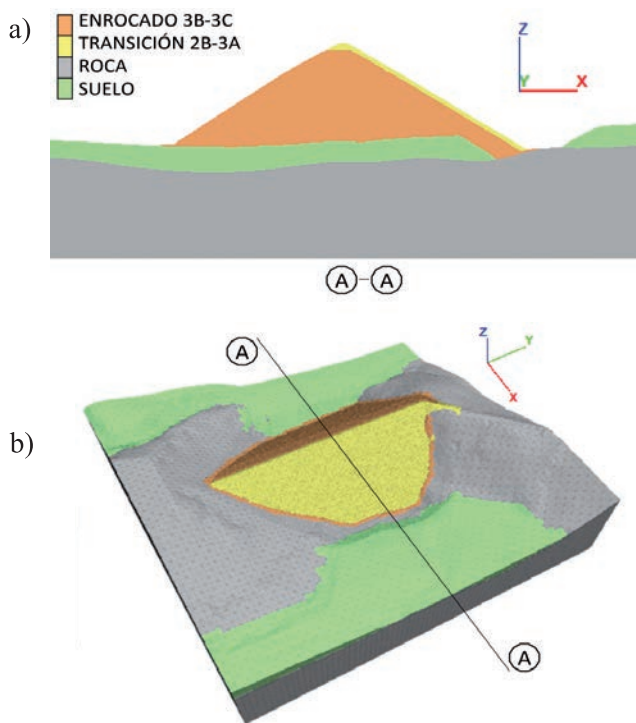


Figura 1: a) Sección transversal de la presa y b) modelo 3D en FLAC

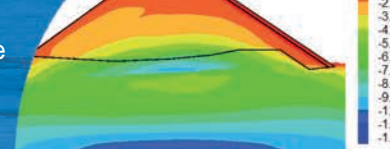
Caracterización geotécnica de los materiales

Las propiedades geotécnicas de los materiales de la presa modelados para el análisis dinámico se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1: Caracterización geotécnica de los materiales y parámetros dinámicos

Material	ρ , t/m ³	η	S	G_{max} , kPa	B_{max} , kPa	K_g, K_b	n_g, n_b	ϕ , °	c , kPa
Roca	2.20	0.02	1.0	$6.6 \cdot 10^6$	$1.1 \cdot 10^7$	-	-	-	-
Aluvial	1.88	-	0.3	$K_g P_a (p'/P_a)^{n_g}$	$K_b P_a (p'/P_a)^{n_b}$	1316	0.75	37	0
Transición 2B-3A	2.00	0.25	-	$K_g P_a (p'/P_a)^{n_g}$	$K_b P_a (p'/P_a)^{n_b}$	2666	0.10	40	0
Enrocado 3B-3C	2.10	0.25	-	$f(\rho, V_s)$	G_{max}	-	-	$f(p'/P_a)$	0

ρ : densidad seca, η : porosidad, S : saturación, G_{max} : módulo de corte máximo, B_{max} : módulo volumétrico máximo, K_g : factor del módulo de corte, n_g : exponente del módulo de corte, K_b : factor del módulo volumétrico, n_b : exponente del módulo volumétrico, ϕ : ángulo de fricción interna y c : cohesión



Los módulos de corte máximo G_{max} y volumétrico máximo B_{max} , según sea el caso, se calculan a partir del correspondiente factor K , exponente n , presión media efectiva $p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$ donde σ'_1 y σ'_3 son los esfuerzos efectivos mayor y menor respectivamente y la presión atmosférica $P_a = 100$ kPa.

Para el enrocado, el ángulo de fricción del material se calcula en función de la tensión media efectiva p' y presión atmosférica P_a viene dado por:

$$\phi = -3.034 \ln(p'/P_a) + 47.3 \quad (1)$$

donde $\phi_{max} = 48^\circ$. El módulo de corte máximo se expresa como:

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (2)$$

donde de mediciones de onda de corte en enrocado compactado se tiene que:

$$V_s = 673(\sigma'_v/500)^{0.2} > 530 \text{ m/s} \quad (3)$$

donde σ'_v es el esfuerzo efectivo vertical en kPa.

Para modelar el comportamiento dinámico de los materiales (a excepción de la roca, la cual se considera elástica durante el análisis dinámico) se calibró el modelo

de amortiguamiento histórico sigmoidal sig3 en base a curvas de degradación disponibles en la literatura técnica consistentes para estos tipos de materiales (Liao *et al.* (2013) para la transición y Rollins *et al.* (1998) para los enrocados). La calibración en FLAC3D se realizó mediante simulaciones numéricas de ensayos de corte simple cíclicos calculando la degradación del módulo de corte máximo (G/G_{max}) respecto de la deformación angular para un determinado rango de presiones de confinamiento.

Análisis estático

Para obtener el estado tensional de la presa al término de su construcción, se simuló en FLAC3D la construcción de la presa en etapas de 3 m hasta su altura máxima. Cada etapa se resuelve hasta alcanzar el equilibrio, y a continuación se actualizan las propiedades de los materiales en función de la presión media efectiva. Durante la simulación, los materiales fueron modelados de acuerdo con el modelo constitutivo Mohr-Coulomb de FLAC3D. La resistencia del material de enrocado, en términos del ángulo de fricción, se asignó en función de la presión de confinamiento, similar a lo propuesto por Leps (1970) para enrocados.

La Figura 2 muestra las tensiones y desplazamientos al final de la construcción de la presa. Estos resultados se muestran en un corte transversal, aproximadamente ubicado al centro de la presa.

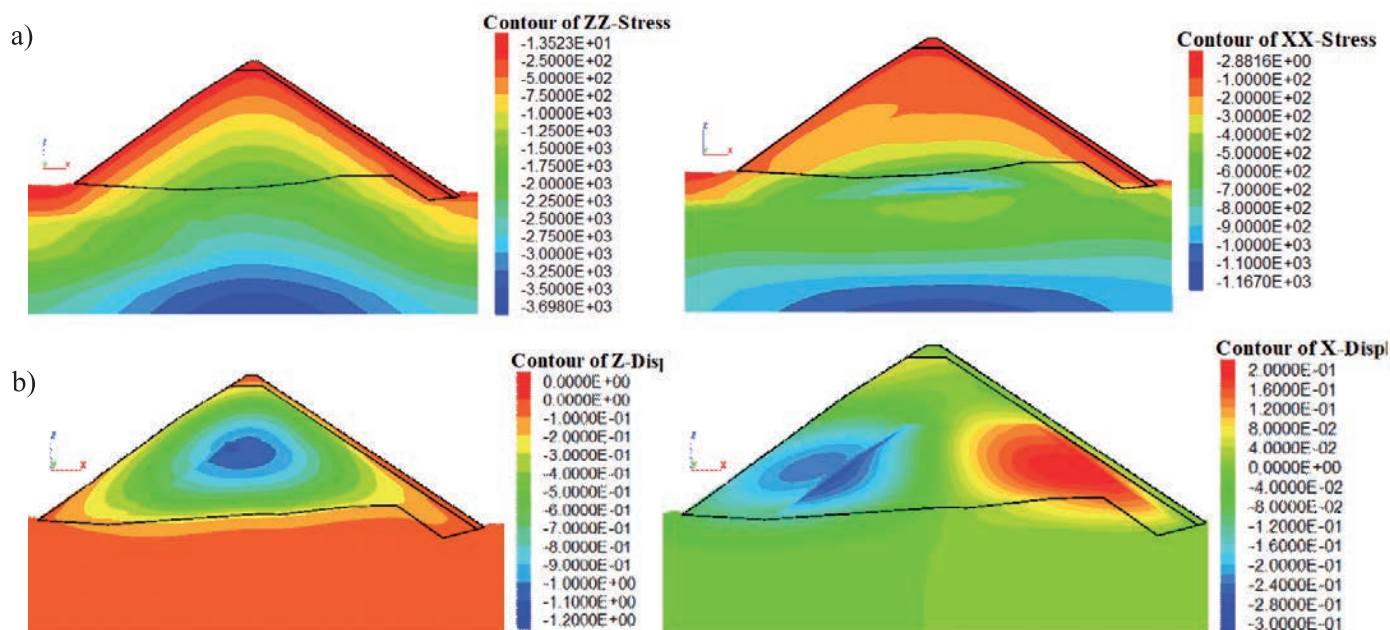


Figura 2: Contornos, al final de la construcción de la presa, de: a) distribución de tensiones verticales y horizontales y b) desplazamientos verticales y horizontales

Análisis dinámico

El análisis dinámico se realizó bajo dos escenarios: lleno y vacío. Como se mencionó anteriormente, para una condición de embalse lleno se concluyó que no era necesario modelar la pantalla, puesto que el agua en contacto con el talud de aguas arriba confiere tal confinamiento al material inmediatamente detrás, que éste aumenta su rigidez y su resistencia, generando menores deformaciones. Por otra parte, para la condición de embalse vacío se concluyó que la pantalla de hormigón debe ser modelada durante la simulación dinámica, ya que sin ésta el talud de aguas arriba se desplazaría libremente, violando las condiciones de borde que impone el plinto. Lo anterior, dado que la pantalla se apoya sobre el talud y está restringida de desplazamiento libre en la dirección del plinto.

Cabe destacar que dentro de la modelación se consideró una interfaz friccional entre la pantalla de hormigón y el material de relleno 2B, de modo que la pantalla de hormigón no restringe totalmente los desplazamientos de los rellenos.

Las condiciones de borde dinámicas durante la simulación corresponden a campo libre (*free field*) en los lados del modelo y a bordes absorbentes en la base de éste.

Peligro sísmico

Para incorporar la señal sísmica al modelo, se efectuó el escalamiento espectral del sismo de Valparaíso de 1985 al espectro de diseño del sitio del embalse para el nivel sísmico MCE. Este sismo fue seleccionado dado su poder destructivo y duración relativamente corta. El escalamiento espectral del registro se efectuó mediante el programa RSPMatch09 (Al Atik y Abrahamson, 2010).

En la Figura 3 se muestra el ajuste espectral de las componentes horizontales y los registros de aceleraciones resultantes.

Implementación de la pantalla de hormigón

Para implementar la pantalla de hormigón y la condición impuesta por el plinto, se utilizaron elementos estructurales que incorpora FLAC3D (Cundall, 2016). La pantalla fue modelada por medio de una serie de elementos estructurales tipo Shell. Los Shell son elementos planos con 6 grados de libertad por cada uno de sus 3 nodos, admitiendo esfuerzos

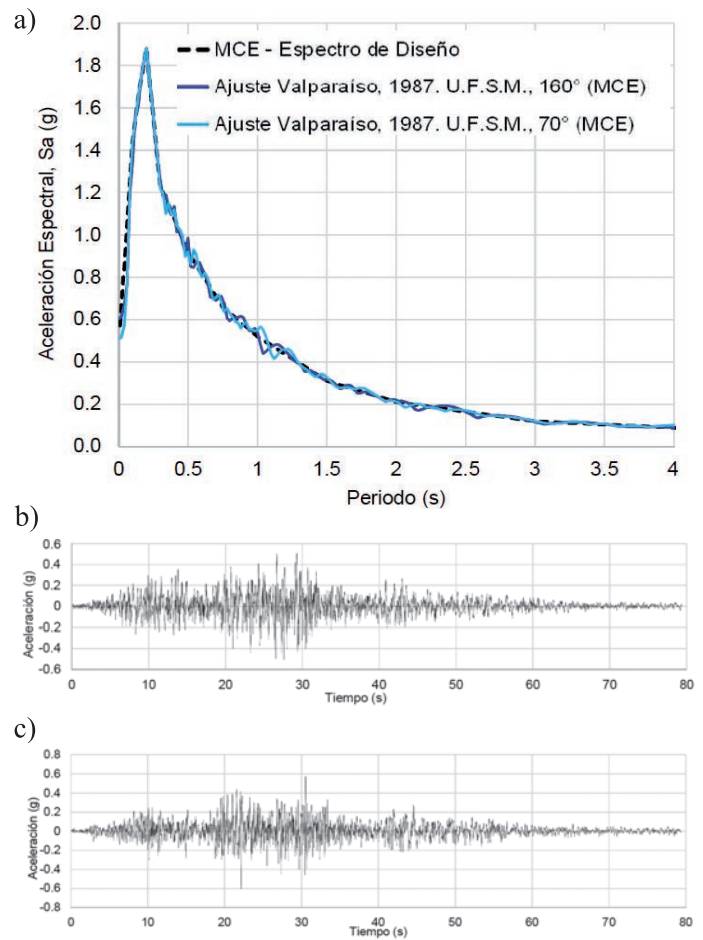
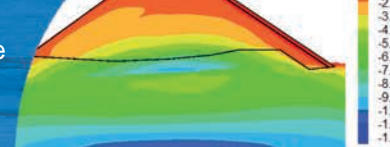


Figura 3: a) Ajuste espectral registro sísmico Valparaíso de 1985, b) componente 70° y c) componente 160°

en el plano y fuera de este. Cada Shell se modeló como un material isotrópico linealmente elástico, mediante los parámetros: módulo de elasticidad, igual a 2.35 GPa, y la razón de Poisson igual a 0.2. Así el comportamiento tensión-deformación de la pantalla queda controlado por estas propiedades. Por otro lado, el espesor de la pantalla varía en función de la altura de la presa, desde 0.53 m en la base hasta 0.30 m en su altura máxima. La densidad adoptada del hormigón es de 2.4 t/m³.

La interacción entre los elementos estructurales y la grilla de la presa se modeló puramente friccional en las direcciones locales x e y de la pantalla, y elástica con límite de tensión en la dirección perpendicular. Además, y para simular las juntas entre losas, se incorporaron rótulas en las losas cada 15 m (ver Figura 4). Éstas permiten la rotación relativa entre ellas, pero solo en torno al eje x .

Para simular el efecto que impone el plinto durante la simulación dinámica, en la fundación de la pantalla se



implementaron elementos estructurales del tipo cable, los que constan de 2 nodos y tres grados de libertad por nodo. Estos elementos se comportan como un material elastoplástico que puede deformarse sólo axialmente. De esta manera, cuando un nodo de la pantalla alcanzó un desplazamiento por sobre 10 cm en la dirección del plinto, se incorporó un elemento cable con alta resistencia a la compresibilidad y muy baja resistencia a la tracción. Esta configuración permite simular la interacción entre la pantalla y el plinto, de modo de restringir su desplazamiento más allá de los límites del plinto, pero sin impedirle que pueda volver a deformarse en la otra dirección. De lo contrario, la pantalla se podría deslizar libremente entrando en contacto con la roca, situación que no reflejaría la realidad del problema.

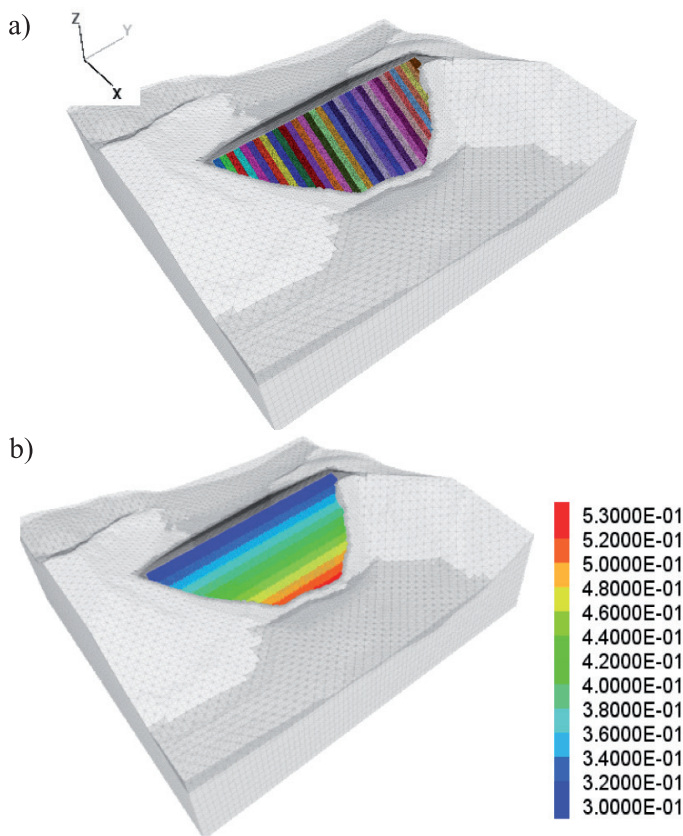


Figura 4: Pantalla de hormigón. a) Losas de elementos Shell con 15 m de ancho y b) espesor en metros de la pantalla a lo largo del muro

Resultados

Para validar la correcta transmisión de las ondas a través del modelo numérico, se verificó el ajuste de los espectros de aceleraciones de las señales de entrada y las rescatadas

en la roca de la superficie del modelo. Esto permite concluir que las ondas sísmicas se propagan de forma correcta a través de la malla y que las condiciones de borde seleccionadas son las adecuadas para la transmisión de estas. A continuación, se presentan los resultados para ambos modelos (con y sin pantalla), en términos de desplazamientos para el muro de enrocados y esfuerzos de momentos para la pantalla.

En las Figuras 5 y 6 se comparan los desplazamientos transversales al coronamiento (eje x) y verticales de cada configuración al final del sismo, respectivamente.

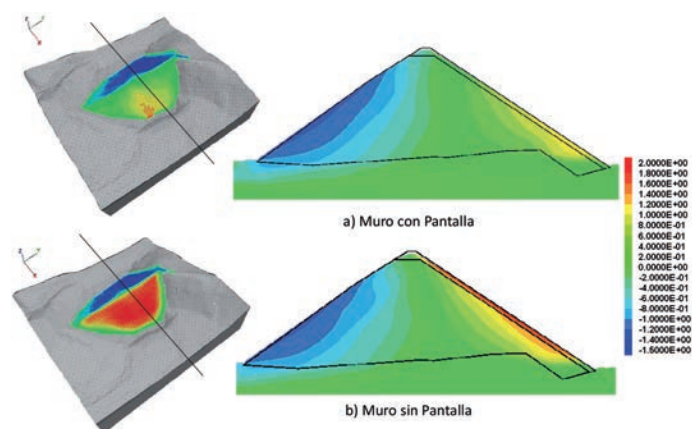


Figura 5: Resultados al final del registro sísmico. Contornos de distribución de desplazamientos en x en la presa

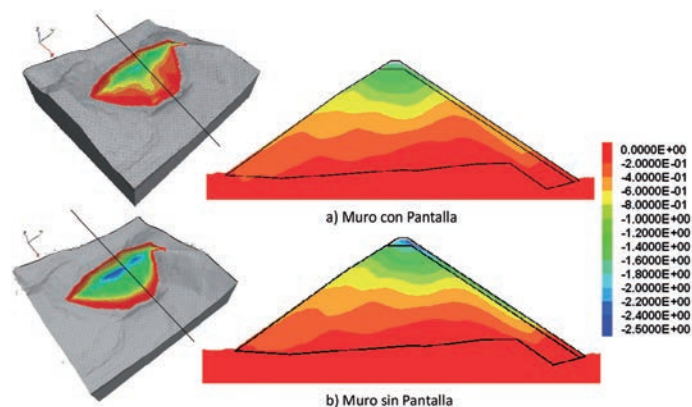


Figura 6: Resultados al final del registro sísmico. Contornos de distribución de asentamientos en la presa

Respecto a las deformaciones transversales a la presa, se observa que para ambos casos la cara del talud aguas abajo exhibe una distribución uniforme de los desplazamientos en función de la profundidad, con un valor máximo de 1.5 m en la superficie del talud. En cambio, en el talud aguas arriba, tanto la magnitud como la distribución de los desplazamientos presentan diferencias. Para el caso en

que se modela la pantalla, las deformaciones alcanzadas son aproximadamente 1 m menor en relación con la otra configuración, lo anterior dado que el material en la cara de talud (2B-3A) desarrolla un mayor nivel de deformación. Esto sugiere que la pantalla proporciona la rigidez suficiente para restringir el nivel de deformación de este material. Notar que, para el caso con pantalla, los máximos desplazamientos horizontales en planta se concentran hacia el estribo izquierdo, lo que indica que en este sector la pantalla sufrió un mayor nivel de deformación producto de la acción dinámica.

En relación a los asentamientos, se observa que en la cara del talud en contacto con la pantalla se generan menores valores de deformación. Los resultados en planta muestran que, para el caso con pantalla, los asentamientos verticales máximos se generan en aproximadamente la misma zona donde se produjeron las máximas deformaciones horizontales.

Es importante destacar que las deformaciones, tanto horizontales como verticales, en el cuerpo de la presa no cambian significativamente con la presencia o ausencia de la pantalla de hormigón, puesto que los efectos sobre las deformaciones son sólo locales, tal como se mencionó anteriormente y se observa en las Figuras 5 y 6.

Los resultados presentados en la Figura 7 muestran que, para el caso modelado con pantalla, los máximos momentos se concentran en los bordes en contacto con el plinto como efecto de la interacción dinámica entre ambos. Observándose que los máximos valores corresponden a aproximadamente 450 kNm y 2250 kNm, para los momentos flectores M_x y M_y respectivamente. Notar que, para el caso modelado con pantalla, el momento M_x no es un valor continuo, como lo es el momento M_y . Esto se debe a la implementación de las juntas, las cuales no transmiten momento, haciendo que en los contornos se muestren valores nulos a lo largo de la junta.

El post análisis realizado en el caso sin pantalla implicó rescatar los desplazamientos de la cara aguas arriba del muro e imponerlos en los nodos de la pantalla. Los resultados muestran que los momentos flectores, en ambas direcciones del modelo sin pantalla, alcanzan valores menores a 10 kNm. Estos resultados podrían verse intensificados a consecuencia de la deformación relativamente subparalela y homogénea del material de

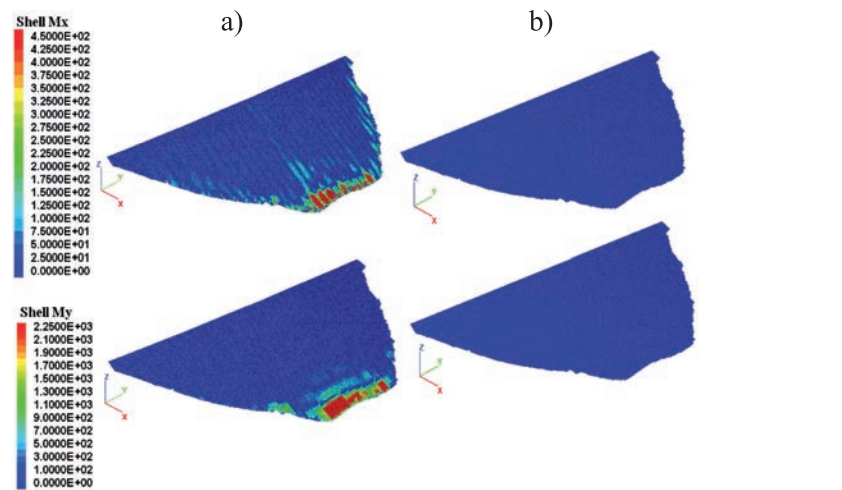


Figura 7: Resultados al final del registro sísmico. Contornos de distribución de momentos absolutos en la dirección x e y . a) Pantalla incluida durante la modelación y b) pantalla mediante post análisis

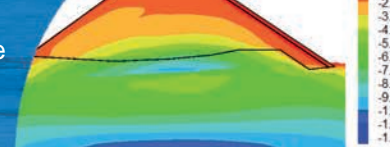
transición sobre el talud aguas arriba, en el caso modelado sin pantalla. Es evidente que los resultados antes expuestos muestran los efectos de no modelar adecuadamente la pantalla de hormigón. Especial impacto se observa en que se podría subestimar significativamente los momentos producidos en la pantalla de hormigón.

Conclusiones

En este estudio se han expuesto los efectos de no incorporar la pantalla de hormigón en el análisis dinámico de presas CFRD. La pantalla de hormigón durante la simulación dinámica restringe el nivel de deformación sobre el talud de aguas arriba, lo que se esperaría bajo condiciones reales, puesto que la rigidez y resistencia de la pantalla impide que se desarrollen mayores deformaciones. En relación a lo anterior, si bien el alcance de este estudio no contempló un análisis de sensibilidad sobre las propiedades de la pantalla, es factible presumir que estas sí tienen influencia sobre el nivel de deformación en el muro.

Los resultados dinámicos muestran que la metodología de post análisis, utilizada para el caso sin pantalla, y utilizada ampliamente en la práctica, subestima significativamente los momentos flectores resultantes respecto de cuando esta es modelada. Este efecto podría verse intensificado, dado el patrón de deformación que presenta el material de transición, cuando la pantalla está ausente.

Finalmente, los resultados indican que las técnicas de modelación aquí presentadas, tales como; la interacción



friccional pantalla-muro, la discretización e interacción entre las losas, la simulación de la acción del plinto, permiten de forma adecuada simular las condiciones que impondría la estructura de hormigón y el plinto a este tipo de embalses. Además, es importante considerar que la modelización 3D del problema juega un rol primordial en la respuesta dinámica de la pantalla, puesto que la aplicación bidireccional del sismo permite capturar en ambos ejes la interacción entre las losas como su interacción con la acción del plinto en todo su borde, que un estudio bidimensional no podría capturar.

Agradecimientos

Los autores agradecen a la Dirección de Obras Hidráulica del Ministerio de Obras Públicas de Chile por permitir usar los resultados de este proyecto en este estudio.

Referencias

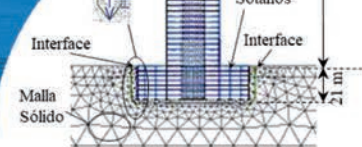
Al Atik, L. and Abrahamson, N. (2010). An improved method for nonstationary spectral matching. *Earthquake Spectra* **26**(3), 601-617

Cundall, P.A. (2016). *FLAC3D: Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, Version 5.0*, Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, MN, USA

Leps, T. (1970). Review of shearing strength of rockfill. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* **96**(4), 1159-1170

Liao, T., Massoudi, N., McHood, M., Stokoe, K.H., Jung, M.J. and Menq, F.Y. (2013). Normalized shear modulus of compacted gravel. *18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris, France, vol. 2, 1535-1538

Rollins, K.M., Evans, M.D., Diehl, N.B. and Daily, W.D. (1998). Shear modulus and damping relationships for gravels. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **124**(5), 396-405



Interacción suelo-estructura en edificios de gran altura con subterráneos en Santiago, Chile

Soil-structure interaction of tall buildings with basement in Santiago, Chile

Fecha de entrega: 6 de diciembre 2018

Fecha de aceptación: 22 de marzo 2019

Francisco J. Pinto-Vega¹ y Christian Ledezma²

¹ Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Pontificia Universidad Católica de Chile, Avda. Vicuña Mackenna 4860, 7820436, Macul, Chile, fpinto1@uc.cl (Orcid: 0000-0003-4807-3391)

² Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Pontificia Universidad Católica de Chile, Avda. Vicuña Mackenna 4860, 7820436, Macul, Chile, ledezma@ing.puc.cl (Orcid: 0000-0003-3821-6264)

A la fecha, en el mundo existen cerca de 935 edificios con más de 200 m de altura. En Sudamérica, La Torre Costanera Center, Chile, con 300 m de altura, es un ejemplo de estas edificaciones. Las investigaciones y los códigos de diseño reconocen que en edificaciones de gran altura la interacción dinámica suelo-estructura (DSSI) es importante y puede modificar la respuesta sísmica respecto a estimaciones de modelos simplificados convencionalmente empleados en los análisis y códigos de diseño estructural. Las investigaciones muestran la necesidad de considerar apropiadamente variables como la profundidad de los subterráneos, el tipo de suelo alrededor de la subestructura, la altura de la edificación y las características de la demanda sísmica. En este artículo se evalúa el comportamiento sísmico de una edificación de gran altura con sótanos profundos considerando DSSI. El análisis emplea modelamiento directo bidimensional de elementos finitos no-lineales considerando las características de una edificación de gran altura con sótanos en el contexto chileno. Los principales resultados caracterizan los esfuerzos laterales sísmicos en los muros de retención de subterráneos y las diferencias entre la demanda sísmica de campo libre y a nivel del sello de fundación.

Palabras clave: edificios de gran altura, subterráneo, interacción dinámica suelo-estructura

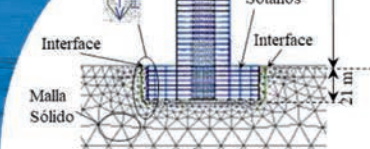
There are currently 935 buildings with heights of 200 m or more around the world. The Costanera Center Tower, in Chile, with 300 m of height is an example of this type of construction in South America. Researchers and seismic design codes recognize that dynamic soil-structure interaction (DSSI) have significant effects on the seismic response of tall buildings. Previous studies have shown the need of considering the depth of basement, the retaining wall flexibility, the characteristics of the soil around the building base, the structure's height, and the characteristics of the input ground motion. This study examines the seismic response of a tall building with deep basement considering soil-structure interaction. The dynamic behaviour of this tall building is evaluated using non-linear finite element analysis. The main results discussed in this paper focus on the lateral seismic pressures on the building's basement walls, the differences between the free-field and the foundation-level ground motions, and the dynamic structural response in terms of the shear force distribution. These results highlight the importance of considering DSSI effects in the seismic response of tall buildings with deep basements, and help on improving our understanding of the seismic performance of such buildings.

Keywords: tall building, deep basement, dynamic soil-structure interaction

Introducción

Según el Council on Tall Buildings and Urban Habitat (www.ctbuh.org), a la fecha existen cerca de 935

edificaciones con más de 200 m de altura. Lo anterior es reflejo de un crecimiento exponencial en la construcción



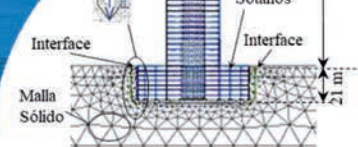
de edificaciones de gran altura (*tall building, high-rise buildings o skyscrapers*, términos empleados comúnmente en el habla inglesa). Poulos (2017) destaca que estas edificaciones representan importantes desafíos para la práctica ingenieril, pues muchos de los métodos de diseño y análisis tradicionales no son extrapolables más allá de la experiencia previa o definición bajo los cuales son establecidos. En este sentido, la seguridad sísmica de estas estructuras representa un tema de importancia como lo dejan entrever PEER (2017). Las recomendaciones de estos códigos y criterios operacionales condicionan a los edificios de gran altura a estar conformados en la mayoría de los casos por varios niveles de subterráneo, sistema de fundaciones especiales y elementos viga-columna conectados a un núcleo rígido como superestructura. Numerosos estudios, *e.g.* Stewart *et al.* (1999a, 1999b), Wolf (1989) y Kausel (2010), así como guías de diseño y desempeño sísmico, muestran que el comportamiento sísmico de estas edificaciones presenta importantes efectos de interacción dinámica suelo estructura (DSSI, por sus siglas en inglés). Fenómeno descrito bajo dos mecanismos que actúan simultáneamente: interacción cinemática e interacción inercial.

Avilés y Pérez-Rocha (1998) y Stewart (2000) a través de análisis numérico, considerando la profundidad del sistema de fundación, muestran que los efectos de la interacción cinemática en edificaciones son dependientes del grado de enterramiento de la fundación y de la dimensión en planta de la misma. A través de modelos simplificados de DSSI, Stewart y Tileylioglu (2007) mostraron que las diferencias entre el movimiento de campo libre y a nivel de la fundación son más notorias para edificaciones de gran altura con varios niveles de subterráneos embebidos en el terreno. Al mismo tiempo, identifican que la flexibilidad de los muros de retención de los sótanos controla los desplazamientos relativos entre la cota de fundación y la superficie, así como el comportamiento de esfuerzos internos en los elementos de la superestructura, fenómeno aún no considerado o simplificado en los procedimientos de análisis y diseño. En cuanto a la interacción inercial, se ha buscado establecer sus efectos en la respuesta estructural en función de parámetros adimensionales que consideran la geometría de la subestructura y la superestructura y, el volumen de suelo en interacción (Avilés y Pérez-Rocha, 1996; Veletsos y Meek, 1974; Kim y Stewart, 2003;

Pitilakis *et al.*, 2008). En el caso de edificaciones de gran altura se ha identificado importante influencia de la DSSI en la respuesta de modos superiores, principalmente en la distribución de deriva (*drift*) y de corte de entrepiso (Naeim *et al.*, 2008).

En el estudio de la DSSI mediante métodos de análisis numéricos o analíticos, destacan dos enfoques: el directo (Elementos Finitos o Elementos de contorno) y el de subestructura. A pesar de la existencia de estos métodos, la DSSI ha sido, en general, obviada o simplificada por razones de adecuación a la práctica ingenieril (Stewart y Tileylioglu, 2007; Naeim *et al.*, 2008). Acorde a Stewart y Tileylioglu (2007), la mayoría del análisis estructural de edificaciones de gran altura se centra en considerar modelos numéricos que obvian o simplifican la DSSI al considerar la base de la estructura fija y el movimiento de campo libre como demanda. Naeim *et al.* (2008) evalúan los efectos de la DSSI en una edificación de 54 pisos con cuatro niveles de subterráneo, empleando modelos de DSSI con enfoque de subestructura. Entre los resultados destaca que el modelo empleado reproduce la respuesta sísmica de una edificación instrumentada para el sismo de Northridge de 1994, sin embargo, al emplear la tipología de modelos de análisis estructural de la práctica ingenieril no existe correspondencia con la respuesta sísmica. En este sentido, reconoce que los modelos numéricos empleados en la práctica ingenieril obvian parámetros como la presión sísmica del suelo en los subterráneos por efectos cinemáticos e inerciales de DSSI.

Adicionalmente, y enmarcado en el contexto anterior, los códigos de diseño y el estándar de la práctica de la ingeniería han dictado que los empujes sísmicos del suelo deberían incluirse en el diseño de estructuras de retención de tierra en regiones sísmicas. La práctica ingenieril y códigos de diseño, *e.g.* ASCE (2013) y FEMA 450 (2003), aceptan para la estimación de empujes sísmicos sobre muros de subterráneo el empleo de métodos clásicos, por ejemplo, el método de Mononobe-Okabe o método de estimación de empujes en muros de subterráneos de la norma chilena para el diseño de edificio NCh433 (2009). En la actualidad se han desarrollado ensayos en centrifuga, modelamiento numérico y modelos analíticos que intentan representar los empujes sísmicos en estructuras enterradas. Estos estudios han concluido de manera divergente que los métodos



clásicos sobre-estiman y sub-estiman los empujes sísmicos transmitidos a los muros (Ostadan, 2005; Al Atik y Sitar, 2010; Mikola *et al.*, 2016; Vrettos *et al.*, 2016). Al mismo tiempo, los estudios establecen la necesidad de identificar el comportamiento de las presiones sísmicas transmitidas por el suelo a estructuras de retención enterradas bajo determinadas condiciones de trabajo. Brandenburg *et al.* (2015) a través de modelos analíticos de muros de retención en subterráneos sin considerar la superestructura y considerando la interacción cinemática de la DSSI, demostraron que los desplazamientos diferenciales suelo-muro son función de la profundidad del subterráneo, cuando los sótanos son relativamente altos con respecto a la longitud de onda sísmica que viaja por el suelo. Al mismo tiempo, Brandenburg *et al.* (2015) proponen un procedimiento para la estimación de las presiones sísmicas del suelo, adoptado por PEER (2017), como un método alternativo a los métodos clásicos para el diseño de subterráneos. No obstante, Brandenburg *et al.* (2015) reconocen la necesidad de estudios experimentales y simulaciones numéricas para validar el procedimiento para un rango de frecuencias de movimiento y configuraciones de muro, así como evaluar la contribución relativa de los efectos inerciales y formular recomendaciones detalladas para el diseño.

Bajo el contexto anterior, la presente investigación evalúa el comportamiento sísmico de edificaciones de gran altura dentro del contexto chileno, considerando los efectos DSSI. El análisis emplea modelamiento bidimensional de elementos finitos no-lineales considerando enfoque directo y enfoque de subestructura. Los resultados muestran importantes diferencias de los esfuerzos laterales sísmicos en los muros de retención de subterráneos, con y sin la presencia de la estructura. Al mismo tiempo, son señaladas las diferencias entre la demanda sísmica de campo libre y a nivel del sello de fundación, las cuales concuerdan con resultados de investigaciones previas. Estas diferencias muestran la importancia de considerar los efectos de la DSSI en la evaluación del desempeño sísmico de edificaciones de gran altura, tanto a nivel de la subestructura como de la superestructura. Es importante señalar que los presentes resultados forman parte de un proyecto de investigación más general que está actualmente en desarrollo.

Metodología Caso de estudio

El alcance del presente estudio es considerar la tipología de las edificaciones chilenas, apegado a los criterios normativos de los códigos de diseño chileno y código normativos internacionales que abordan las edificaciones en consideración. En el contexto chileno dos tipologías de edificaciones de gran altura son comúnmente empleadas: 1) edificaciones con planta libre y sistema resistente a fuerza lateral conformado por núcleo con muros de cortante de hormigón armado y pórtico de viga-columna perimetral, 2) edificaciones con sistema de muros de cortante de hormigón armado longitudinal y transversal, dispuesto en forma de espina de pescado.

Enmarcado en el contexto anterior, es analizado un modelo simplificado de un edificio con planta libre y sistema de núcleo con muros de hormigón armado localizado hipotéticamente en la ciudad de Santiago, Chile. Las dimensiones y características de los elementos estructurales siguen el código chileno para diseño de edificaciones sismo-resistente NCh433 (2009) y la ACI318 (2005). La edificación tiene 55 pisos (altura cercana a los 200 m) y 7 subterráneos (profundidad aproximada de 21 m), simétrica en planta. El sistema resistente a fuerzas laterales corresponde a un sistema de marco columna-viga conectado a un núcleo de concreto armado. El sistema de fundación consiste en losas y zapatas infinitamente rígidas con espesor de 3.0 m. Las Figuras 1a, 1b y 1c muestran una vista en elevación, corte en planta del subterráneo y corte en planta de la superestructura, respectivamente.

Caracterización geotécnica

Según el alcance de la presente investigación, la edificación es considerada emplazada sobre el perfil típico de depósito fluvial de la ciudad de Santiago, conocido como grava de Santiago. Este depósito se caracteriza por estar compuesto de grava arenosa con 3% de contenido de finos, índice plástico entre 5 y 20% y tamaño de las partículas superior a 20 cm (Rodríguez-Roa, 2000). El perfil está conformado por una capa superior de 1.5 a 3.0 m de arcilla de baja plasticidad de media a alta consistencia, posteriormente se conforma una capa de grava que contiene limos de baja plasticidad. Esta capa alcanza una profundidad de 5 a 7 m, con una cohesión de 15 kPa y un ángulo de

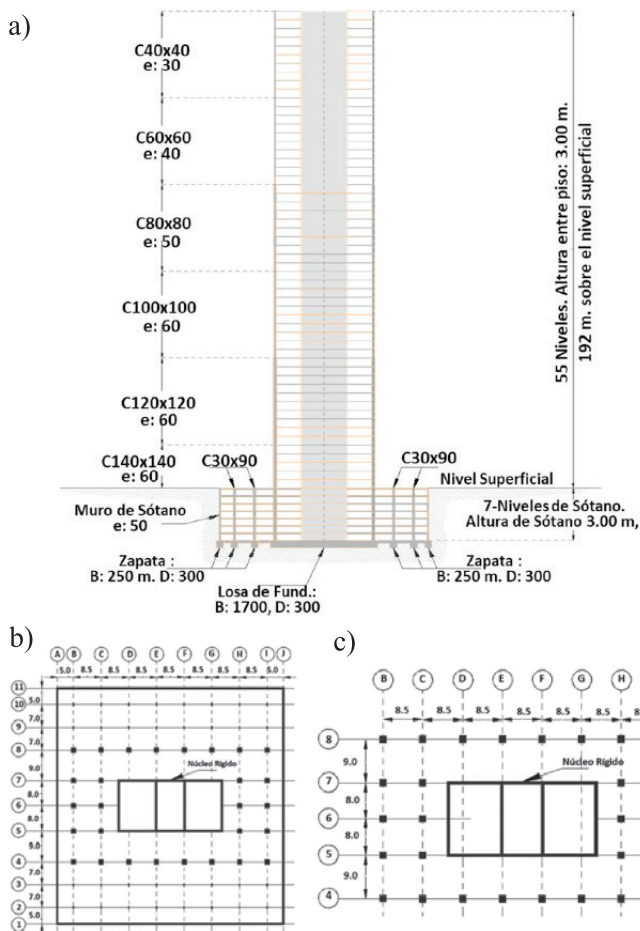
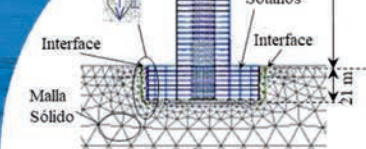


Figura 1: Edificación de gran altura (caso de estudio). a) Perfil por el eje E, dimensiones en cm, b) planta subterránea S1-S7, dimensiones en m y c) planta de superestructura P1-P55, dimensiones en m

fricción de 45° , este espesor de suelo es conocido como la segunda depositación del río Mapocho. Subyaciendo a la segunda depositación del río Mapocho, se tiene la primera depositación del río Mapocho. Este espesor de suelo presenta las mismas características granulométricas que la segunda depositación, pero resulta ser más densa, con parámetros geotécnicos de, aproximadamente, 25 kPa de cohesión y 45° de ángulo de fricción, *e.g.* Rodríguez-Roa (2000) y Ortigosa *et al.* (1982). La definición de parámetros elasto-plásticos del suelo son abordados a través de parámetros representativos para el perfil de suelo de gravas de Santiago, *e.g.* Rodríguez-Roa (2000) y Salas (2018).

Definición de la demanda sísmica

El estudio realizado considera de manera explícita los efectos de sitio; por lo tanto, registros sísmicos de estaciones en roca son adecuados para el análisis. En este

sentido, el registro sísmico de la estación Cerro el Roble del sismo de Maule de 2010 es empleado en el presente estudio (ver Figura 2). El registro presenta una aceleración máxima de 1.8 m/s^2 e Intensidad de Arias 1.5 m/s . Debido a las condiciones de medición en afloramiento rocoso (*outcropping bedrock*) del registro, fue realizado un proceso de deconvolución para aplicar el sismo en la base del modelo.

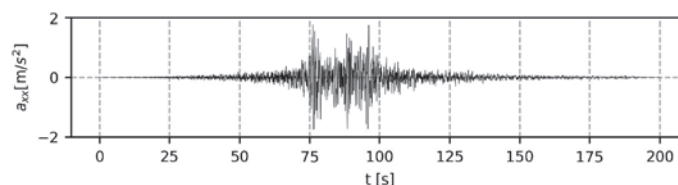


Figura 2: Componente N-S sismo de Maule 2010, estación Cerro El Roble

Modelo de elementos finitos

El comportamiento dinámico de la edificación en estudio está controlado, en gran medida, por el núcleo de hormigón armado del edificio a lo largo de su componente de translación lateral en la dirección más débil de la estructura, definido por un periodo predominante $T = 6.2 \text{ s}$, aproximadamente. Los modelos bidimensionales de elementos finitos se consideran, en una primera instancia, suficientemente precisos para representar el comportamiento dinámico bajo la acción de una demanda sísmica. A partir de lo señalado anteriormente, son desarrollados (1) un modelo directo suelo-fundación-estructura a través de la herramienta computacional Plaxis2D (Brinkgreve *et al.*, 2018) y, (2) un modelo de subestructura con el suelo alrededor del subterráneo representado por curvas *p-y* en el programa SAP2000 (Wilson y Habibullah, 1997). Las condiciones (1) y (2) requirieron estudiar la sensibilidad de los empujes sísmicos alrededor de las paredes de retención de tierra de los sótanos sin y con superestructura. Las Figuras 3a y 3b muestran los modelos de elementos finitos desarrollados. No se muestra el modelo de base rígida por ser análogo al modelo directo de elemento finito, pero considera la estructura empotrada a nivel superficial.

Los modelos de elementos finitos a través del software Plaxis2D (Brinkgreve *et al.*, 2018) consisten de dos subdominios. El primer subdominio está conformado por la superestructura, este subdominio es desarrollado a través de elementos *plate* para representar vigas, columnas y muros de retención en el sótano y, elementos *solid* para

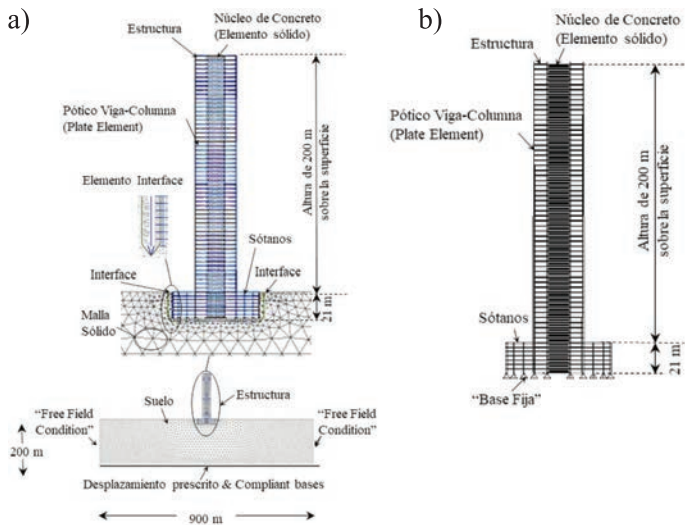
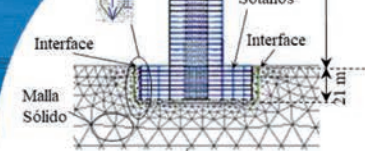


Figura 3: a) Modelo directo de elemento finito de DSSI y b) modelo de subestructura de DSSI

representar los muros del núcleo de la edificación y la cimentación de la subestructura. El segundo subdominio lo constituye el semi-espacio suelo o roca (dominio no finito), este segundo subdominio está compuesto por una discretización a través de elementos sólidos e incorporación de condiciones de borde artificiales para representar la condición semi-infinita del suelo. Ambos dominios, en el caso del modelo directo de elementos finitos, están en contacto a través de elementos *interface* entre los muros de retención y el suelo. La demanda sísmica es introducida en la base del modelo de elementos finitos. Los componentes de la superestructura son considerados elásticos, la fundación es considerada elástica infinitamente rígida, el suelo es considerado no-lineal de tipo endurecimiento por deformación con pequeñas deformaciones (Hardening Soil Model with small strain, HS-Small) y, los elementos de interface responden a una condición por fricción de Mohr-Coulomb.

El modelo constitutivo usado para el suelo permite considerar la relación no lineal esfuerzo-deformación del suelo. Al mismo tiempo, tiene la ventaja durante el análisis dinámico de integrar la rigidez cortante a muy pequeñas deformaciones y, considerar la degradación no lineal dependiendo de la amplitud de la deformación cortante experimentada por el suelo durante la carga dinámica. Los parámetros del modelo de comportamiento asumido para el suelo son abordados según Salas (2018), estos parámetros fueron definidos a partir de mediciones en campo con inclinómetro, modelamiento numérico y ensayos de laboratorio. Los parámetros empleados son resumidos en la Tabla 1.

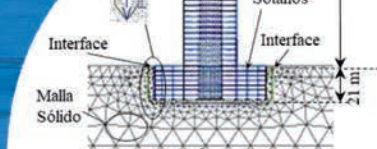
Tabla 1: Parámetros del modelo constitutivo HS-Small

Parámetro	Primera depositación	Segunda depositación
Peso unitario γ , kN/m ³	23.5	23.5
Cohesión c' , kN/m ²	35.0	15.0
Ángulo de fricción efectivo ϕ , °	45.0	45.0
Dilatancia, ψ°	15.0	10.0
Grado de no linealidad m	0.51	0.55
Rigidez secante E_{50}^{ref} , MN/m ²	275	80
Rigidez tangencial E_{oed}^{ref} , MN/m ²	190	130
Rigidez carga/descarga E_{ur}^{ref} , MN/m ²	900	350
Módulo cortante en pequeñas deformaciones G_0^{ref} , MN/m ²	750	400
Deformación cortante al 70% de G_{max} , $\gamma_{0.7}$	0.0011	0.0008
Relación de Poisson en carga/descarga, ν_{ur}	0.2	0.3
Coefficiente de empuje en reposo, K_0^{nc}	0.43	0.65

El modelo de enfoque directo es desarrollado considerando dos condiciones de análisis, análisis estático y análisis dinámico. Las propiedades elásticas de los elementos estructurales para el análisis estático corresponden con la Tabla 2, propiedades como inercia y área de sección transversal, fueron estimadas directamente de la geometría de cada elemento. Estas propiedades geométricas fueron escaladas para ser consideradas por ancho tributario, siguiendo el espaciamiento entre ejes perpendiculares a la dirección más débil de la estructura. Los parámetros elásticos definidos para condición estática permiten garantizar la rigidez axial y a flexión compatible con los niveles de deformación esperados.

Tabla 2: Parámetros elásticos de elementos estructurales en análisis estático

Parámetros	Viga	Columna	Núcleo	Fundación
Módulo elástico E , GPa	25	25	25	25
Relación de Poisson ν	0.20	0.20	0.15	0.20
Peso unitario γ , kN/m ³	25	25	25	25



Debido a limitaciones del programa de elementos finitos empleado que considera análisis bidimensional en deformaciones planas, un segundo conjunto de parámetros elásticos fue empleado para los elementos estructurales durante el análisis dinámico (ver Tabla 3), lo anterior permite alcanzar la frecuencia de vibración fundamental de la estructura considerando un modelo de base rígida o en roca. Por lo tanto, los nuevos parámetros garantizan que la estructura con interacción suelo-estructura conserve las características de vibraciones de la misma. La frecuencia fundamental objetivo corresponde con la determinada para la edificación durante el proceso de diseño de esta.

Tabla 3: Parámetros elásticos de elementos estructurales en análisis dinámico

Parámetros	Viga	Columna	Núcleo	Fundación
Módulo elástico E , GPa	25	5	5	25
Relación de Poisson ν	0.20	0.20	0.15	0.20
Peso unitario γ , kN/m^3	25	25	25	25

El mallado de elementos finitos en el semi-espacio suelo considera elementos triangulares de 15 nodos. El tamaño del elemento fue establecido garantizando al menos 8 elementos por longitud de onda, asociada a la frecuencia máxima con mayor contenido de energía del movimiento sísmico. La máxima frecuencia del movimiento sísmico fue 10 Hz y la mínima velocidad de onda de corte considerado en el modelo es 500 m/s; por lo tanto, el máximo tamaño del elemento empleado corresponde con 6.0 m.

El modelo de subestructura a través del software SAP2000 consiste básicamente de un dominio (la superestructura) con condición de borde rígida en la base y elementos de reacción (*springs*) en los muros de contención del subterráneo. La superestructura está configurada a través de elementos *beam* para representar vigas, columnas y muros de retención en el sótano, elementos *plate* para representar los muros del núcleo de la edificación y elementos *spring* definidos con curvas *p-y* para representar el suelo en contacto con la subestructura. Las curvas *p-y* son definidas según Reese *et al.* (1974) considerando arenas muy rígidas. Aunque el perfil de suelo está comprendido por un suelo gravoso, se considera la curva *p-y* de arenas rígidas representativas de la condición de rigidez del

suelo gravoso bajo las cargas dinámicas inducidas entre el contacto muro-suelo.

Análisis y resultados

Una primera evaluación de los efectos de la DSSI en la respuesta de parámetros sísmicos es realizada contrastando la demanda sísmica entregada a la estructura a nivel de la superficie y a nivel de la fundación. En la Figura 4, se compara la demanda sísmica a nivel de campo libre y a nivel de la fundación. La comparación es realizada en término del registro de aceleraciones y espectro de respuestas de aceleraciones. En primer lugar, al comparar el registro de aceleraciones de campo libre con la señal sísmica, se observa efectos de amplificación en el movimiento de traslación a nivel de la superficie, lo cual puede ser atribuido a condiciones de efecto de sitio. En segundo lugar, la Figura 4b muestra diferencias entre el registro de aceleraciones de la señal en campo libre y a nivel de la fundación, estas diferencias corresponden con una menor amplitud de la aceleración medida a nivel de la fundación. La relación entre la amplitud espectral del movimiento sísmico en superficie (PSA_{fg}) y la amplitud espectral del movimiento sísmico a nivel de la fundación (PSA_{FIM}) es de 0.75. Esta relación concuerda con lo señalado por Stewart y Tileyliglu (2007), atribuyendo esta diferencia a efectos cinemáticos e inerciales de la interacción dinámica suelo-estructura y, relacionados principalmente a la flexibilidad del sistema suelo estructura y el desplazamiento relativo entre la estructura y el suelo alrededor de la estructura.

Con el objetivo de observar los efectos de la interacción dinámica suelo-estructura en los esfuerzos transmitidos en las paredes de retención del sótano, la Figura 5 muestra la variación con la profundidad del empuje estático más sísmico σ_{ae} en el muro izquierdo del subterráneo sin considerar la estructura y considerando la estructura de modelos directos de elementos finitos. Al mismo tiempo, es presentada la media, media más o menos (+/-) desviación estándar estimada para las condiciones a compresión de los pasos del análisis tiempo historia realizado, la estimación del empuje estático más dinámico a través de M-O asumiendo una distribución triangular invertida (comúnmente empleado en la práctica ingenieril), la estimación del empuje de reposo aparente según la FHWA (Sabatini *et al.*, 1999) más el empuje sísmico σ_s estimado según la NCh433 (2009) y, la distribución de presiones con

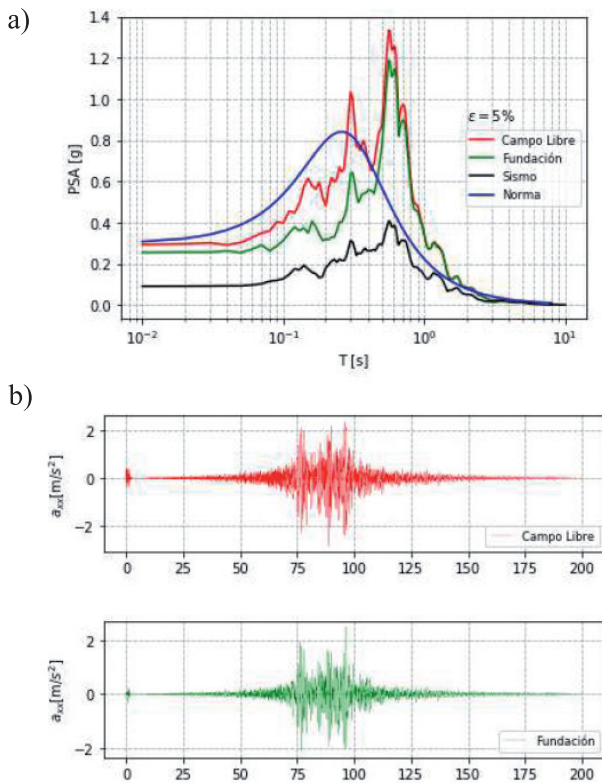
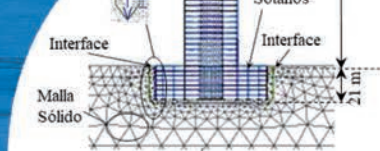


Figura 4: Comparación de la demanda sísmica de campo libre y a nivel de la fundación usando el sismo Cerro El Roble. a) Espectros de pseudo aceleraciones con estructura y b) aceleración versus tiempo.

la mayor resultante de fuerza transmitida al subterráneo $\sigma_{ae,max}$. La Figura 5 muestra importantes contrastes entre el empuje transmitido a las paredes del subterráneo de modelos con y sin superestructura. La diferencia observada se hace más notable en los primeros 11 m de profundidad, afectando principalmente 4 niveles de la subestructura. Al mismo tiempo, como la literatura señala, en el caso de modelo sin estructura las presiones sísmicas transmitidas tienden a ser mucho menores que las estimadas con métodos clásicos. Caso contrario a lo señalado ocurre cuando se considera la superestructura donde los empujes en los primeros metros alcanzan la condición activa más sismo, en algunos casos sobrepasa esta condición. Sin embargo, observando la media y la media más desviación estándar de σ_{ae} y la condición $\sigma_{ae,max}$ en ambos casos (sin y con superestructura) se puede indicar que entre los 5 y 6 m (aproximadamente) los empujes quedan envueltos por los métodos de diseños empleados en la práctica ingenieril. Lo anterior puede explicar el buen comportamiento de los muros de contención en los subterráneos de edificaciones de gran altura chilenas durante el terremoto de Maule del 2010.

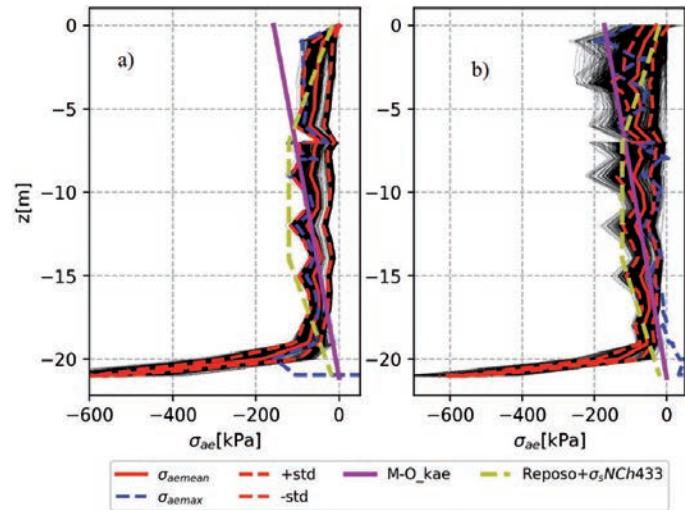
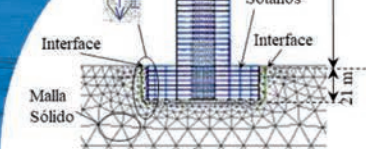


Figura 5: Empujes estáticos más sísmicos σ_{ae} transmitidos en las paredes de retención de los sótanos de modelos directos usando el registro del sismo Cerro El Roble, a) sin superestructura y b) con superestructura.

En el mismo contexto, se busca observar la contribución del empuje sísmico a la diferencia observada a través del modelo directo de DSSI con y sin estructura. En la Figura 6 se muestra la envolvente de la totalidad del análisis dinámico a través de modelos directos, la media de la variación con la profundidad de la componente dinámica en compresión del empuje sísmico sobre las paredes de retención del sótano de modelos directos y modelos de subestructura considerando simplificaciones con curvas p -y y, la distribución de presiones sísmicas correspondiente a la mayor resultante de fuerza estática-dinámica transmitida al subterráneo $\Delta\sigma_{ae,max}$. Bajo el contexto anterior son presentados los resultados para modelos con y sin estructura. Al mismo tiempo, son incorporadas las presiones dinámicas sobre muros de retención estimadas a partir de métodos clásicos comúnmente empleado en la práctica ingenieril, como son el método de Mononobe-Okabe (MO_{ke}) y, el método de la norma NCh433. La Figura 6a muestra que las presiones sísmicas (media, $\Delta\sigma_{ae,max}$ y la totalidad de la presiones para el evento en consideración) sobre el subterráneo sigue la tendencia del empuje sísmico que se pueden estimar con el método clásico MO_{ke} ; sin embargo se escapa de las estimaciones de empujes a partir de la norma NCh433. Por otro lado, la Figura 6b señala que la presión sísmica aumenta considerablemente al incorporar la estructura. Al igual que lo anteriormente descrito, las presiones sísmicas para $\Delta\sigma_{ae,max}$ sigue la tendencia de las estimaciones a partir



de MO_{ke} ; sin embargo, la media de los resultados sigue la tendencia del método de estimación de presiones sísmica de la norma NCh433.

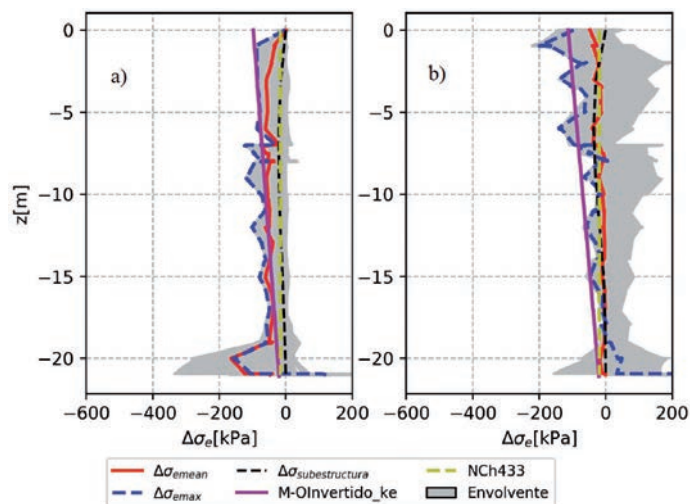


Figura 6: Empujes sísmicos $\Delta\sigma_e$ transmitidos en los muros de los sótanos (usando el registro del sismo Cerro El Roble) de modelos directos y modelos de sub-estructura, a) sin superestructura y b) con superestructura.

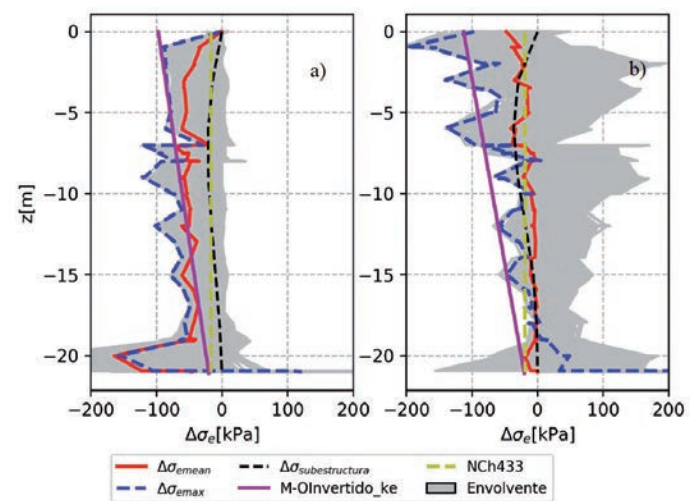


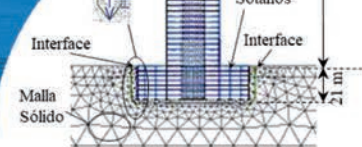
Figura 7: Empujes sísmicos $\Delta\sigma_e$ transmitidos en los muros de los sótanos (usando el registro del sismo Cerro El Roble) de modelos directos y modelos de sub-estructura, a) sin superestructura y b) con superestructura.

Para una mayor claridad, la Figura 7 presenta una versión ampliada de la Figura 6. La Figura 7 resalta lo anteriormente expuesto, es decir que, para el caso de estudio, la incorporación de la estructura modifica (ampliamente) los empujes sísmicos que se generan a nivel de las paredes del subterráneo. Al mismo tiempo, se puede indicar que el

empleo de diversas metodologías de estimación de empujes de tierras sobre muros no se adapta a la distribución y magnitud de empujes sísmicos transmitidos en las paredes de retención de tierra de los sótanos. Especial atención debe prestarse al efecto de descompresión del empuje sísmico transmitido a la estructura, este efecto ocurre a partir de los 7 m de profundidad (aproximadamente). Es importante señalar que la falta de similitud entre el modelo directo y el modelo de subestructura se puede asociar a que la asignación de las curvas p - y no fue realizada a lo largo de la extensión de las paredes de retención del subterráneo, una mejor discretización puede arrojar una mejor semejanza entre las curvas. Sin embargo, existe suficiente concordancia en la tendencia observada.

Conclusiones

A partir de los resultados presentados se ve la necesidad de evaluar el comportamiento dinámico de edificaciones de gran altura con sótano considerando la interacción dinámica suelo-estructura. Importantes parámetros de respuesta sísmica de la edificación tanto a nivel de la subestructura, como de la superestructura y del suelo alrededor de la edificación se ven modificados, en contraposición a los análisis estructurales sísmicos que simplifican las condiciones de borde al estar completamente rígidas en la base. En primer lugar, la distribución de presiones sísmicas de tierra a nivel de los muros de retención del subterráneo, para el caso estudiado, no sigue la típica distribución de presiones sísmicas de los métodos clásicos empleado para el diseño de estos elementos geotécnicos. Al mismo tiempo, se observa que la incorporación de la estructura modifica el comportamiento de la distribución de presiones. Lo anterior sugiere, que efectos relativos a la dependencia del movimiento suelo-estructura son incorporados en la respuesta dinámica del suelo. Estos efectos según las evaluaciones realizadas pueden estar controlados por: la respuesta dinámica de la estructura, la flexibilidad de los muros de retención, y el contacto muro-suelo, entre otros aspectos. Segundo, el movimiento de campo libre y a nivel de la fundación son diferentes en términos de amplitud espectral y amplitud del tiempo-historia de aceleraciones. Finalmente, importantes efectos se observan al involucrar DSSI en la evaluación del comportamiento dinámico de edificaciones de gran altura. Los efectos observados



sugieren la necesidad de realizar estudios adicionales que permitan una adecuada caracterización de estos a nivel de la subestructura.

Agradecimientos

Los autores agradecen el financiamiento de la beca Doctorado Nacional 2017 que ha permitido el desarrollo de la presente investigación.

Referencias

ACI-318 (2005). Building code requirements for structural concrete and commentary (318-05). Detroit, Michigan, USA

Al Atik, L. and Sitar, N. (2010). Seismic earth pressures on cantilever retaining structures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **136**(10), 1324–1333

ASCE (2013). Minimum design loads for buildings and other structures. Structural Engineering Institute SEI of the American Society of Civil Engineers ASCE, Reston, VA, USA

Avilés, J. and Pérez-Rocha, L.E. (1998). Effects of foundation embedment during building-soil interaction. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **27**(12), 1523-1540

Avilés, J. and Pérez-Rocha, L.E. (1996). Evaluation of interaction effects on the system period and the system damping due to foundation embedment and layer depth. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **15**(1), 11-27

Brandenberg, S.J., Mylonakis, G. and Stewart, J.P. (2015). Kinematic framework for evaluating seismic earth pressures on retaining walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **141**(7), 04015031

Brinkgreve, R.B.J., Kumarswamy, S., Swolfs, W.M. and Foria, F. (2018). Plaxis 2D Introductory: Manual General Information. Delft University of Technology and Plaxis bv, The Netherlands

FEMA 450 (2003). NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. National Earthquake Hazards Reduction Program NEHRP, Building Seismic Safety Council. Washington, D.C., USA

Kausel, E. (2010). Early history of soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **30**(9), 822-832

Kim, S. and Stewart, J.P. (2003). Kinematic soil-structure interaction from strong motion recordings. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **129**(4), 323–335

Mikola, R.G., Candia, G. and Sitar, N. (2016). Seismic earth pressures on retaining structures and basement walls in cohesionless soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **142**(10), 04016047

Naeim, F., Tileyliglu, S., Alimoradi, A. and Stewart, J.P. (2008). Impact of foundation modeling on the accuracy of response history analysis of a tall building. *Seminar on Utilization of Strong Motion Data*, SMIP2008, 19–55

NCh433 (2009). Diseño sísmico de edificios. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile

Ortigosa, P., Musante, H. y Kort, I. (1982). Propiedades mecánicas de la grava de Santiago. *Primer Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica*, 442–454

Ostadan, F. (2005). Seismic soil pressure for building walls: An updated approach. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **25**(7-10), 785-793

PEER (2017). Guidelines for performance-based seismic design of tall buildings. Version 2.03. PEER Report 2017/06, Tall Building Initiative TBI, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, USA

Pitilakis, D., Dietz, M., Wood, D.M., Clouteau, D. and Modaressi, A. (2008). Numerical simulation of dynamic soil-structure interaction in shaking table testing. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **28**(6), 453-467

Poulos, H.G. (2017). *Tall building foundation design*. CRC Press

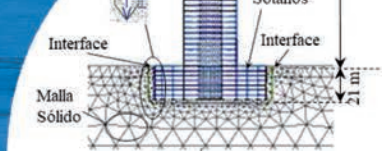
Reese, L.C., Cox, W.R. and Koop, F.D. (1974). Analysis of laterally loaded piles in sand. *Offshore Technology Conference*, OTC 2080, Dallas, USA, 95-105

Rodríguez-Roa, F. (2000). Observed and calculated load-settlement relationship in a sandy gravel. *Canadian Geotechnical Journal* **37**(2), 333–342

Sabatini, P.J., Pass, D.G. and Bachus, R.C. (1999). Geotechnical engineering circular No. 4. Ground Anchors and Anchored Systems. FHWA-IF-99-015, Washington, DC, USA

Salas, F. (2018). *Monitoring and dynamic analysis of a discontinuous pile-supported deep excavation in Santiago Gravel*. MSc thesis, Pontificia Universidad Católica de Chile

Stewart, J.P. (2000). Variations between foundation-level and free-field earthquake ground motions. *Earthquake Spectra* **16**(2), 511–532



Stewart, J.P. and Tileylioglu, S. (2007). Input ground motions for tall buildings with subterranean levels. *The Structural Design of Tall and Special Buildings* **16**(5), 543-557

Stewart, J.P., Fenves, G.L. and Seed, R.B. (1999a). Seismic soil-structure interaction in buildings. I: Analytical methods. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **125**(1), 26-37

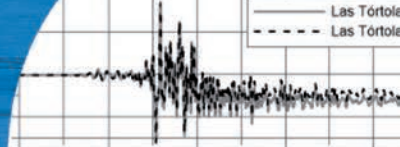
Stewart, J.P., Seed, R.B. and Fenves, G.L. (1999b). Seismic soil-structure interaction in buildings. II: Empirical findings. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **125**(1), 38-48

Veletsos, A.S. and Meek, J.W. (1974). Dynamic behaviour of building-foundation systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **3**(2), 121-138

Vrettos, C., Beskos, D.E. and Triantafyllidis, T. (2016). Seismic pressures on rigid cantilever walls retaining elastic continuously non-homogeneous soil: An exact solution. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **82**, 142-153

Wilson, E. L. and Habibullah, A. (1997). SAP2000: integrated finite element analysis and design of structures. Computers and Structures, Berkeley, California, USA

Wolf, J.P. (1989). Soil-structure-interaction analysis in time domain. *Nuclear Engineering and Design* **111**(3), 381-393



Análisis dinámico de una excavación profunda contenida mediante pilotes anclados en la grava de Santiago

Dynamic analysis of a deep excavation supported by anchored piles in Santiago gravel

Fecha de entrega: 10 de diciembre 2018

Fecha de aceptación: 15 de marzo 2019

Felipe Salas¹, Estéban Sáez^{1,2}, Carlos Ovalle³ y Juan Manuel Fernández⁴

¹ Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Pontificia Universidad Católica de Chile, Avda. Vicuña Mackenna 4860, 7820436, Macul, Chile, flsalas@uc.cl, esaez@ing.puc.cl

² Centro de Investigación para la Gestión Integrada del Riesgo de Desastres CIGIDEN, Edificio Hernán Briones, 3er Piso. Av. Vicuña Mackenna 4860, Macul, Chile

³ Research Institute of Mining and Environment RIME UQAT-Polytechnique, Department of Civil, Geological and Mining Engineering, Polytechnique Montréal, Room A-356, 2900 Édouard Montpetit Blvd, Montreal, QC, H3T 1J4, Canada, carlos.ovalle@polymtl.ca

⁴ Pilotes Terratest Chile, Alonso de Córdova 5151, oficina 1401, Las Condes, Santiago, Chile, jmfernandez@terratest.cl

El sistema de contención más común en Santiago de Chile para excavaciones profundas corresponde a pilas (o pilotes) discontinuos y arriostrados lateralmente mediante anclajes. Este sistema se ha comportado satisfactoriamente en condiciones tanto estáticas como sísmicas. Los reducidos desplazamientos laterales observados sugieren que los procedimientos de diseño y que los códigos vigentes son conservadores y que un mejor entendimiento del comportamiento físico del problema podría ayudar a optimizar las metodologías de diseño. Este trabajo expone los resultados de un análisis numérico en elementos finitos para un caso estático y dinámico, entregando una caracterización de incrementos de empujes sísmicos, desplazamientos post-sísmicos permanentes y esfuerzos internos inducidos en los pilotes. Para esto se utilizó el modelo constitutivo HS-Small, calibrado en base a resultados de exploraciones geofísicas en terreno y de ensayos de laboratorio usando la técnica de gradación paralela. La respuesta dinámica fue estudiada para una gama de registros chilenos de aceleraciones, ajustados con el fin de ser representativos con los códigos de diseño vigentes en el país. A partir de estos resultados, se exponen conclusiones y recomendaciones acerca de los actuales procedimientos de diseño.

Palabras clave: modelación numérica, análisis dinámico, modelo HS-Small, esfuerzos internos

Discontinuous anchored piling support is one of the most frequently used retaining systems in temporary deep excavations in Santiago, Chile. The system has presented satisfactory behaviour under static and seismic conditions, with negligible deformations. These observations suggest that the design procedures and the local code requirements are conservative and a better understanding of the physical behaviour would lead to optimizing the design methodologies. This paper presents a static and dynamic analysis of a monitored pre-excavated pile-supported deep excavation. A finite element model was developed and calibrated based on static displacement measurements, geophysical and laboratory characterization using the parallel gradation technique. The dynamic responses to earthquake induced lateral pressures, induced internal forces and post-earthquake permanent displacement were studied for a suite of Chilean ground motions, scaled to be representative of current seismic design codes. Based on these results, some conclusions and recommendations on designing procedures are provided.

Keywords: numerical modelling, dynamic analysis, model HS-Small, internal forces

Introducción

La grava de Santiago es conocida por su alta competencia geotécnica y por presentar una cota de nivel freático por debajo de los 50 m de profundidad. Estas condiciones promueven el uso de pilas discontinuas ancladas como

sistema de contención en excavaciones temporales. Por otra parte, Chile se caracteriza por ser un país con alta actividad sísmica, lo que motiva a estudiar en detalle una verificación sísmica que ayude a evitar daños en estructuras vecinas ante la eventual ocurrencia de un sismo significativo.

Usualmente, el diseño sísmico de una excavación temporal se realiza utilizando métodos pseudo-estáticos donde los corrimientos o desplazamientos horizontales permanentes (Δ_{eq}) inducidos por un sismo, se relacionan implícitamente con el coeficiente pseudo-estático (k_h) escogido (Richards y Elms, 1979). La norma chilena NCh433 (2009) divide el país en 3 zonas de acuerdo a la máxima aceleración efectiva (A_0) esperada, siendo este parámetro representativo a un evento sísmico con 10% de probabilidad de excedencia en 50 años con un período de retorno de 475 años (Riddell, 1995). La ciudad de Santiago pertenece a la zona II, lo que implica una A_0 igual a 0.3g. Las cargas sísmicas inducidas se incorporan mediante un k_h calculado en algunos casos como una fracción de A_0 (Manual de Carreteras, 2008), o en otros casos dependiendo un valor de Δ_{eq} definido según la importancia de las estructuras vecinas, variando Δ_{eq} entre 5 y 40 mm según el código chileno NCh3206 (2010).

Con el fin de analizar este actual procedimiento de cálculo, se estudió una excavación (ejecutada y monitoreada por Pilotes Terratest S.A. Chile) ubicada en la comuna de Las Condes, Santiago. La excavación alcanzó una profundidad de 21.2 m y fue contenida mediante pilotes pre-excavados con máquina y dos líneas de anclajes temporales. Uno de los pilotes fue instrumentado mediante un inclinómetro capaz de entregar un perfil de deformaciones horizontales en profundidad en las distintas etapas constructivas de la excavación (ver Figura 1).

El sitio se caracterizó geotécnicamente mediante métodos geofísicos activos y pasivos (MASW y ESPAC), y mediante ensayos de laboratorio a muestras remodeladas sobre material extraído en terreno. Debido a que el tamaño de las partículas que componen el terreno es demasiado grande para ser ensayado en equipos convencionales de laboratorio, se utilizó la técnica de gradación paralela (o curvas homotéticas) procurando conservar la representatividad de la muestra original en términos de resistencia al corte y dilatancia, limitando el contenido de finos a 9% (de la Hoz, 2007). Se ejecutaron 2

ensayos triaxiales monótonos drenados (CID) a diferentes confinamientos, cuyos resultados fueron comparados con ensayos realizados in situ, a gran escala, a 3.5 km de la excavación estudiada (Kort *et al.*, 1979). Una vez que se verificó la representatividad del material escalado en trayectorias triaxiales, se ejecutaron ensayos de corte cíclico en la muestra homotética para lograr obtener curvas de degradación de rigidez y amortiguamiento del material. Basados en esta caracterización, se calibró un modelo bidimensional en elementos finitos utilizando el software Plaxis®. Estos resultados permitieron establecer conclusiones y recomendaciones para el proceso actual de diseño.

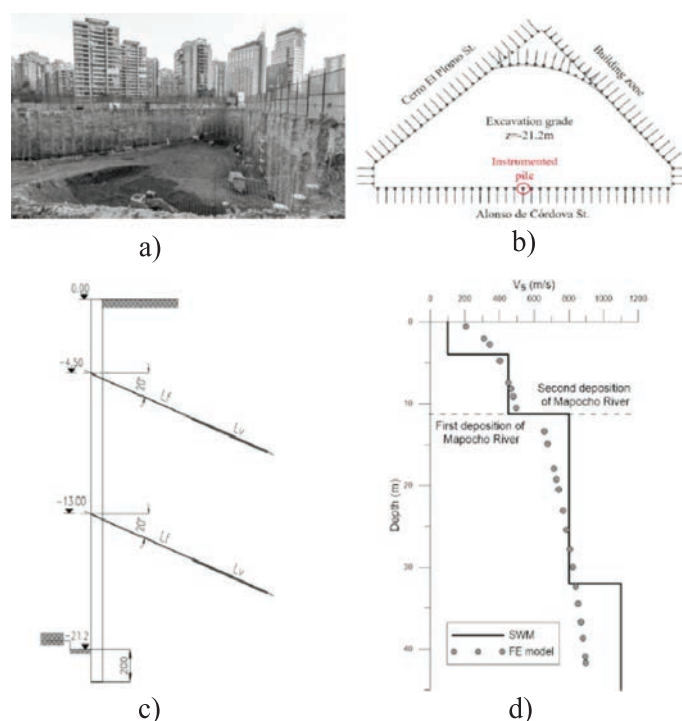
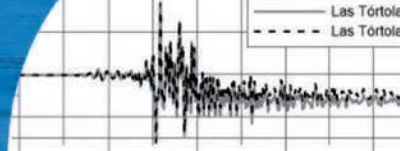


Figura 1: Caso de estudio: a) fotografía de la excavación, b) plano en planta del proyecto, c) sección del pilote instrumentado y d) perfil de velocidad de corte V_s en profundidad

Geometría de la excavación, mediciones en terreno y caracterización del sitio

El sitio estudiado se caracteriza por presentar gravas areno-arcillosas bien graduadas (GW-GC), de compacidad alta y con partículas de más de 90 mm de tamaño máximo. El contenido de finos varía entre 2-3% con un índice de plasticidad entre 5 y 30. La napa freática se ubica a 50 m de profundidad. Esta unidad geológica es de origen fluvial y se conoce como depósitos del río Mapocho. Basados en la exploración geofísica fue posible distinguir 2 estratos: la



segunda depositación, desde la cota cero hasta los 11 m de profundidad, y la primera depositación, donde se alcanzó una velocidad de propagación de onda de corte cercana a 900 m/s (roca) a los 33 m de profundidad, (ver Figura 1d). Ambos estratos varían entre sí primordialmente en su grado de compacidad y cohesión.

Para la contención de la excavación se utilizaron pilotes de hormigón armado, pre-excavados con máquina, de diámetro 880 mm y espaciados a 3.2 m eje a eje. Estos fueron arriostrados mediante dos líneas de anclajes provisionarios ubicados a la cota -4.5 y -13.0 m, la primera y segunda línea respectivamente (Figura 1c). La primera línea fue tensada a una carga de bloqueo de 880 kN, mientras que la segunda a 1245 kN.

El escalamiento de las muestras, según el método de las curvas homotéticas, se hizo utilizando como base el material ensayado por Kort *et al.* (1979). Para ello se extrajo muestras de suelo a una profundidad de 10 m. El proceso de escalamiento se realizó procurando conservar el coeficiente de uniformidad (C_u) y de concavidad (C_c) del material base, además de verificar que las densidades relativas (densidad máxima y mínima) se mantuvieran constantes (de la Hoz, 2007). El contenido de finos se limitó a un 9%, con el fin de que la matriz fina no dominara en la resistencia al corte ni dilatancia del material (Rollins *et al.*, 1998).

Se ejecutaron 2 ensayos triaxiales monótonos drenados (CID) a las muestras escaladas utilizando los mismos confinamientos empleados por Kort *et al.* (1979) en sus ensayos a gran escala (44 y 83 kPa) de acuerdo a ASTM D5311 (2013). Se procuró confeccionar las probetas a la misma densidad in situ del terreno. Una vez logrado un correcto ajuste entre ambas curvas (material original a gran escala y material escalado), se ejecutaron ensayos cíclicos en probetas de 5×10 cm (torsión cíclica y columna resonante) completando la caracterización del material. Las curvas de degradación obtenidas fueron comparadas con curvas de ensayos a gran escala y al mismo confinamiento para gravas (Rollins *et al.*, 1998). Los resultados en términos de degradación de rigidez son muy similares a los reportados por otros autores, mientras el amortiguamiento observado es un poco superior al de la literatura si la deformación angular es inferior al 0.003%.

Modelo de elementos finitos en Plaxis

Parámetros de modelación del suelo

Se utilizó el modelo constitutivo Hardening Soil with Small Strains (HS-Small) para la modelación de ambos estratos de suelo. Este modelo es una extensión de la formulación matemática del modelo Hardening Soil (HS) que presenta una dependencia no-lineal hiperbólica para la relación esfuerzo-deformación (Duncan y Chang, 1970), además de incorporar endurecimiento tanto en trayectorias isotrópicas como de corte, lo que ayuda a predecir de manera más realistas las deformaciones inducidas. El modelo HS-Small ofrece la posibilidad de incorporar un valor de rigidez al corte a muy pequeñas deformaciones (G_{max}) y degradación no-lineal ante ciclos de carga-descarga (Hardin y Drnevich, 1972).

Mediante la herramienta de Plaxis® *Soil-test* se simularon los ensayos efectuados en laboratorio, buscando el mejor ajuste entre las curvas de esfuerzo-deformación y curvas de degradación reales con las modeladas (Figura 2). Para complementar esta calibración de parámetros, se utilizaron los resultados de geofísica cuya curva simulada se expone en la Figura 1d. Los parámetros obtenidos se presentan en la Tabla 1.

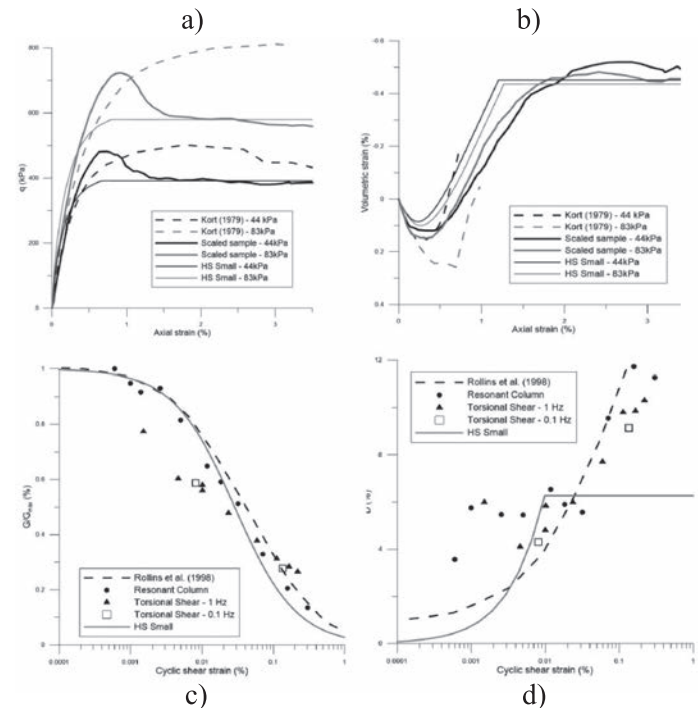


Figura 2: (a) y (b) Comparación entre curvas de ensayo triaxial CID: material original (Kort *et al.*, 1979), escalado, y simulaciones hechas en Plaxis según HS-Small. (c) y (d) Resultados de ensayos de corte cíclico: material escalado, curvas de referencia (Rollins *et al.*, 1998) y simulaciones según HS-Small

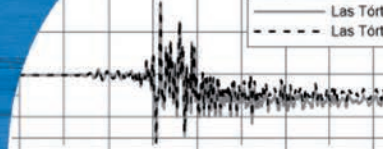


Tabla 1: Propiedades para las capas de suelo usando el modelo HS small

Parámetros	Unidad	Estratos de suelo	
		Primera depositación	Segunda depositación
γ'	kN/m ³	22.5	22.0
c'	kN/m ²	35.0	15.0
ϕ'	°	45.0	45.0
ψ	°	15.0	10.0
m	-	0.51	0.55
E_{50}^{ref}	MN/m ²	275.0	80.0
E_{oed}^{ref}	MN/m ²	190.0	130.0
E_{ur}	MN/m ²	900.0	350.0
G_{max}	MN/m ²	750.0	400.0
$\gamma_{0.7}$	-	0.0011	0.0008
ν_{ur}	-	0.2	0.3
K_0^{nc}	-	0.43	0.65

Elementos estructurales

Los pilotes pre-excavados fueron modelados utilizando elementos tipo *Plate* elasto-plásticos según diseño a flexo-compresión, incorporando el espaciamiento entre pilotes de 3.2 m indirectamente en los parámetros de rigidez axial y flexural. Alrededor de los pilotes se definieron interfaces de suelo-estructura cuyo criterio de ruptura obedece al criterio de Mohr-Coulomb. La longitud libre de los anclajes fue modelada mediante elementos *Node-to-Node Anchors* donde la carga de tensado fue aplicada conforme a la secuencia constructiva. La longitud de bulbo de los anclajes fue modelada mediante elementos *Embedded-pile row* con el fin de lograr una mejor representación del traspaso de carga entre el bulbo y el suelo.

Modelo

Se desarrolló un modelo bi-dimensional en deformaciones planas utilizando el software Plaxis®, como se muestra en la Figura 3. Se consideró una profundidad del modelo de 80 m con el fin de representar roca elástica (*Elastic bedrock*) en su base, según el perfil de velocidad de ondas de corte obtenido (Figura 1d). La extensión lateral del modelo fue de 115 m, definida con el objetivo de satisfacer condiciones de campo libre, es decir, lo suficientemente lejos de la perturbación generada por la excavación. En la fase estática se utilizaron bordes con restricción del movimiento en la dirección normal a estos, mientras que

para la fase dinámica se emplearon elementos *Free-field* (o campo libre) en los límites laterales y *Compliant base* en el extremo inferior. Esto último con el fin de evitar la reflexión de las ondas sísmicas dentro del modelo. Se utilizaron elementos de 15 nodos cuyo tamaño fue escogido para garantizar un mínimo de 8 elementos por longitud de onda, considerando un contenido de frecuencia relevante desde 0 hasta 15 Hz y un $V_{s,30} = 600$ m/s.

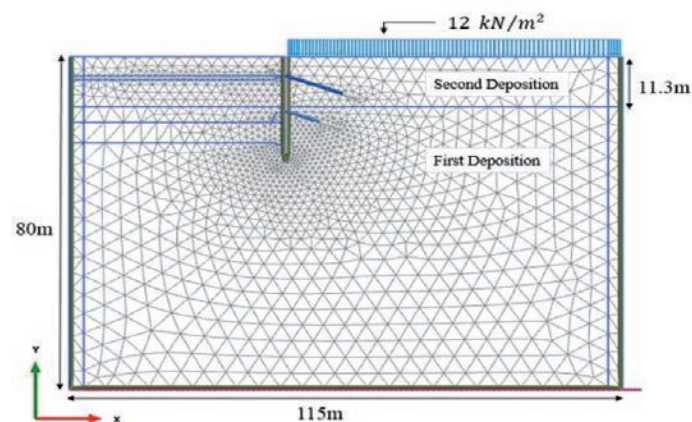


Figura 3: Geometría de modelo de EF en 2D

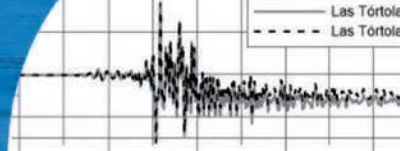
Selección y calibración de input dinámico

Uno de los aspectos claves para llevar a cabo un análisis dinámico, es la elección y calibración de una sollicitación dinámica representativa del sitio estudiado. Esta elección es complicada debido a la alta variabilidad entre los distintos eventos sísmicos. Una posible solución es considerar una amplia gama de registros de aceleraciones. En este estudio se analizaron registros medidos en los terremotos del Maule 2010 ($M_w = 8.8$) y de Valparaíso 1985 ($M_w = 8.0$), todos medidos en roca (*outcropping rock*). Estos registros fueron escalados e impuestos en la base del modelo. El escalamiento consistió en amplificar iterativamente el registro de aceleraciones de tal forma de obtener una $A_0 = 0.3g$ en superficie. De esta manera se aseguró que el *input* dinámico impuesto fuese representativo con lo que establece la norma chilena NCh433 (2009). Para mayores detalles acerca de esta calibración y los distintos espectros de respuesta obtenidos, revisar Salas (2018).

Resultados

Análisis estático

Para el análisis estático se consideraron 8 etapas diferentes, comenzando por una etapa de inicialización de esfuerzos



empleando el método de cálculo *Gravity loading* de Plaxis® para garantizar el equilibrio de esfuerzos en el modelo. Luego de esta etapa se activó la sobrecarga equivalente representativa de calles, igual a 12 kPa (NCh3206, 2010). Como tercera etapa se modeló la ejecución e instalación de los pilotes y activación de los elementos de interfaz. Luego se respetó el procedimiento de ejecución de los anclajes, el cual consiste en excavar 0.5 m por debajo de la cota de cada anclaje, instalar el cable y tensarlo a la carga de bloqueo estipulada. Se repitió esta secuencia hasta alcanzar el nivel de sello de fundación (21.2 m).

Las Figuras 4a y 4b muestran una comparación entre los resultados obtenidos mediante el modelo numérico y lo medido en terreno mediante un inclinómetro en distintas etapas. Se observa un buen ajuste entre ambas curvas, alcanzando un valor máximo de deflexión de 15 mm en la etapa final de la excavación. Se concluye que el modelo es capaz de reproducir apropiadamente las deformaciones producidas en los pilotes inducidas por la excavación. La Figura 4c muestra la distribución de empujes calculada en la última etapa del análisis estático y es comparado con el diagrama de empujes de diseño empleado y con perfiles teóricos de empujes (activo de Rankine y geostático). Se concluye que en la medida en que el pilote se deforma, se produce una relajación de esfuerzos disminuyendo los empujes horizontales que actúan sobre el mismo. Se observa además una concentración de esfuerzos en las cotas de anclaje, esto es debido al tensado de los mismos.

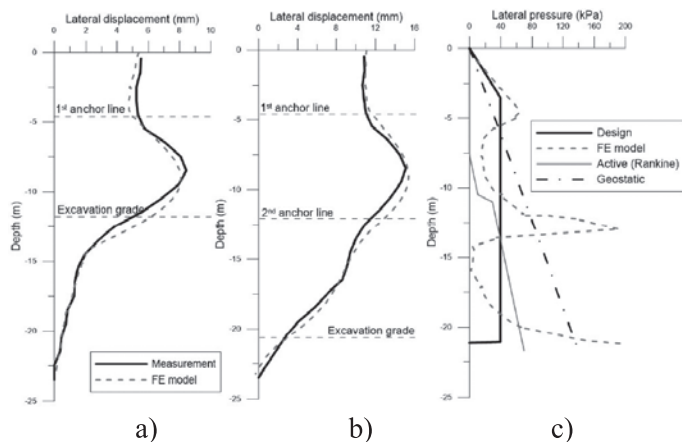


Figura 4: a) Comparación entre desplazamientos horizontales medidos con inclinómetros y calculados con modelo de EF a una profundidad intermedia de excavación, b) profundidad final de excavación y c) perfiles de empujes laterales en la etapa final de la excavación: distribución geostática, de Rankine, de diseño y resultados de modelo de EF

Análisis dinámico

Se monitorearon los desplazamientos de la primera línea de anclajes Δ_{eq} según la NCh3206 (2010) durante todo el evento sísmico en el modelo de EF, obteniendo un diagrama tiempo-historia de dichas deformaciones. La Figura 5 muestra este diagrama para los distintos registros empleados en sus 2 componentes (NS y EW). Se observa que se alcanza un máximo valor instantáneo de 79 mm para el registro medido en Las Tórtolas. Los desplazamientos residuales permanentes Δ_{eq} varían entre el rango de 10 a 20 mm.

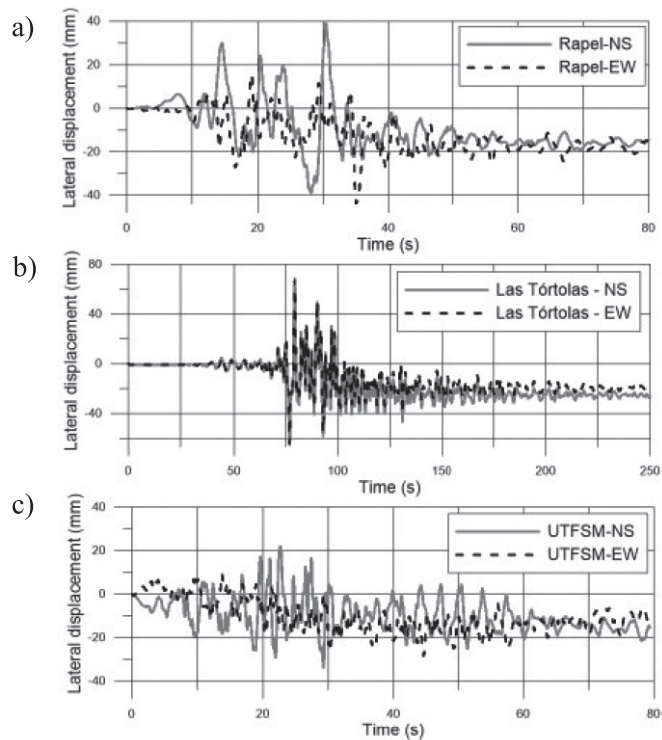


Figura 5: Diagramas tiempo-historia de desplazamientos del primer anclaje: a) registro de Rapel (Maule 2010), b) Las Tórtolas (Maule 2010) y c) UTFSM (Valparaíso 1985)

De cada uno de los registros utilizados, se registraron 10 perfiles instantáneos del incremento de empujes laterales inducidos por la sollicitación sísmica durante la duración significativa con intensidad de Arias entre 5-95% (Arias, 1970). Dado que la envolvente de estos 10 perfiles no representa un estado de carga envolvente actuando sobre el pilote, se calculó un promedio de estos 10 perfiles instantáneos los cuales se muestran en la Figura 6a con línea segmentada. Estos perfiles se comparan con recomendaciones de empujes para muros perfectamente arriostrados según el código NCh433 (2009), y a su

vez con el empuje teórico de Mononobe-Okabe M-O (Mononobe y Matsuo, 1929) siguiendo una distribución triangular invertida (Seed y Whitman, 1970) utilizando $k_h = 0.15$ y $k_v = 0.0$. Se observa que el promedio de los perfiles instantáneos calculados no se ajusta a ninguna de las dos teorías, esto es debido a que la distribución que se propone en la NCh433 (2009) se utiliza en muros perfectamente arriostrados, por ejemplo, muros de subterráneos y no en pilotes que admiten deformación. Por otro lado, la teoría de M-O asume un muro gravitacional, infinitamente rígido y deslizante. Situación muy distinta a la de un pilote arriostrado mediante anclajes.

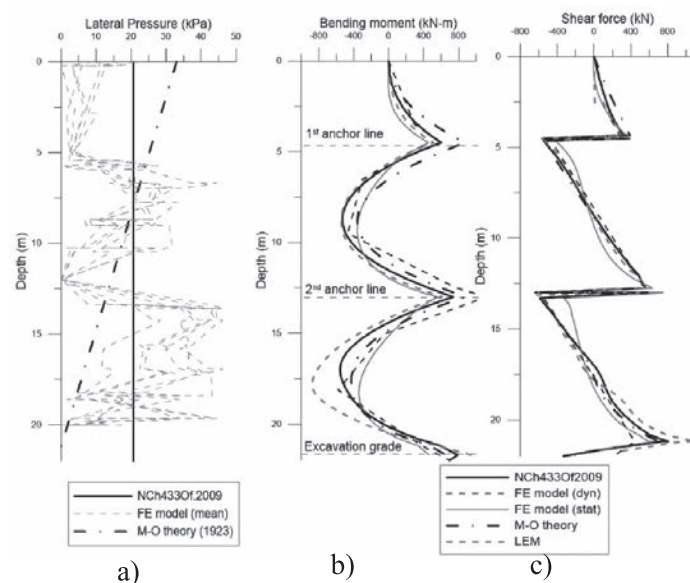


Figura 6: Comparación entre metodologías descritas. a) Perfiles de incremento de empujes sísmicos, b) diagrama de momentos y c) diagrama de corte

Con respecto a los esfuerzos internos de los pilotes, se calculó una envolvente del diagrama de momento y de corte una vez terminada la etapa dinámica como se muestra en las Figuras 6b y 6c. Estos valores resumen la máxima respuesta dinámica observada en los pilotes, por lo que son estos valores los que deberían ser tomados en cuenta para el diseño estructural. Estos diagramas son comparados con el diagrama de esfuerzos estático obtenido y con diagramas de esfuerzos obtenidos después de aplicar la sobrecarga sísmica de la NCh433 (2009) y el empuje de M-O previamente descrito. El diseño de los pilotes se realizó mediante el software alemán GGU-Retain®, el cual utiliza la metodología de equilibrio límite (LEM) para determinar el largo de los anclajes, en función

de un factor de seguridad determinado (DIN4085, 2011; EAB, 2013). Los diagramas de esfuerzos internos luego de aplicar esta metodología también son expuestos. El valor máximo positivo obtenido del análisis dinámico alcanza los 937 kNm en el nivel de sello de fundación, mientras que el máximo negativo es igual a -875 kNm y se alcanza entre la segunda línea de anclajes y el nivel de sello de fundación. Se obtiene un incremento sísmico de un 157% en el diagrama de momento con respecto al perfil estático y de un 53% con respecto al diagrama obtenido según la NCh433 (2009). A esta profundidad el efecto en el diagrama de momento de la sobrecarga escogida para el método de M-O es despreciable. El diagrama obtenido a partir de un análisis LEM muestra un máximo valor positivo de 1117 kNm en la segunda línea de los anclajes. Valor que es un 20% mayor al calculado mediante un análisis dinámico.

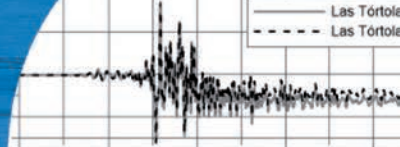
Con respecto a los diagramas de corte, se observa una tendencia similar a la de los momentos entre todas las curvas, obteniendo un máximo valor igual a 1098 kN, presentando un incremento sísmico de un 49% con respecto al valor estático.

Se observó que la evolución de carga en los anclajes durante las solicitaciones sísmicas, no superó un 14% de incremento con respecto al valor inicial (última fase de análisis estático).

Conclusiones

El presente artículo presenta una investigación cuyo objetivo fue caracterizar los incrementos de empujes laterales inducidos por un evento sísmico, los desplazamientos permanentes inducidos, y los esfuerzos internos sísmicos inducidos. Las principales conclusiones son:

- El método de las curvas homotéticas (o gradación paralela) es capaz de mantener la representatividad del material original en términos de resistencia al corte y dilatación en deformaciones menores a un 0.3%. Basados en esta metodología se propusieron curvas de degradación de rigidez y amortiguamiento para la grava de Santiago.
- El análisis dinámico llevado a cabo con registros previamente calibrados con el fin de ser representativos con la normativa vigente, muestra que los desplazamientos laterales permanentes obtenidos en la cabeza de la primera línea de anclaje



- se encuentran en el rango de 10 a 20 mm.
- (c) Se obtuvo un máximo momento sísmico de un 157% mayor con respecto al valor máximo obtenido en la etapa estática. Este valor es un 20% menor al calculado mediante una metodología de LEM, actual procedimiento de diseño.
 - (d) Se observó que la evolución de carga en los anclajes durante las solicitaciones sísmicas no superó un 14% de incremento con respecto al valor inicial.
 - (e) Se concluye que el diseño de excavaciones profundas en áreas de alta sismicidad debe ir respaldado de un análisis dinámico con el fin de conocer con mayor exactitud las deformaciones sísmicas inducidas. Para el caso de estudio, este tipo de análisis hubiera permitido reducir las cargas sísmicas sobre las pilas.

Agradecimientos

Esta investigación fue parcialmente financiada por el Centro para la Gestión Integrada del Riesgo de Desastres (CIGIDEN) CONICYT/FONDAP/15110017. El primer autor también fue parcialmente financiado por Pilotest Terratest S.A.

Referencias

Arias, A. (1970). *A measure of earthquake intensity*. Hansej R.J. editor. Seismic design for nuclear power plants. Cambridge, USA

ASTM D5311 (2013). Standard test method for load controlled cyclic triaxial strength of soil. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA

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

DIN4085 (2011). Subsoil- calculation of earth pressure. Deutsches Institut für Normung, Berlin, Germany

Duncan, J.M. and Chang, C. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division* 96(5), 1629-1653

EAB (2013). Recommendations on excavations. German Geotechnical Society, Wiley, Germany

Hardin, B.O. and Drnevich, V.P. (1972). Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division* 98(6), 603-624

Kort, I., Musante, H. and Fahrenkrog, C. (1979). In-situ mechanical properties measurements of gravelly soil used in an interaction and foundation model for the Santiago Metro. *6th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Lima, Peru, vol. 2, 217-224

Manual de Carreteras (2008). Instrucciones y criterios de diseño. Volumen 3. Ministerio de Obras Públicas, Santiago, Chile

Mononobe, N. and Matsuo, H. (1929). On the determination of earth pressure during earthquakes. *World Engineering Congress*, Beijing, China, vol. 9, 177-185

NCh3206 (2010). Geotecnia- Excavaciones, entibaciones y socializados- Requisitos. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile

NCh433 (2009). Diseño sísmico de edificios. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile

Richards, R.J. and Elms, D. (1979). Seismic behavior of gravity retaining walls. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 105(4), 449-464

Riddell, R. (1995). Inelastic design spectra accounting for soil conditions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 24(11), 1491-1510

Rollins, K.M., Evans, M.D., Diehl, N.B. and Daily, W.D. (1998). Shear modulus and damping relationships for gravels. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 124(5), 396-405

Salas, F. (2018). Monitoring and dynamic analysis of a discontinuous pile-supported deep excavation in Santiago gravel. Tesis MSc, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago.

Seed, H.B. and Whitman, R.V. (1970). Design of earth retaining structures for dynamic loads. *ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures*, vol. 1, Cornell University, Ithaca, NY, USA, 103-147



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

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



www.geobrugg.cl



Safety is our nature



www.geobrugg.com
Referencia: Mina Los
Bronces - Anglo American

Barreras flexibles de alambres de alta resistencia

**EFICIENTE PROTECCIÓN
CONTRA DESLIZAMIENTOS
SUPERFICIALES**

EJECUCIÓN DE PILOTES DE GRAN DIÁMETRO



FERRARA
PROYECTOS ESPECIALES

PROYECTOS,
EXPLORACIONES Y
OBRAS GEOTÉCNICAS