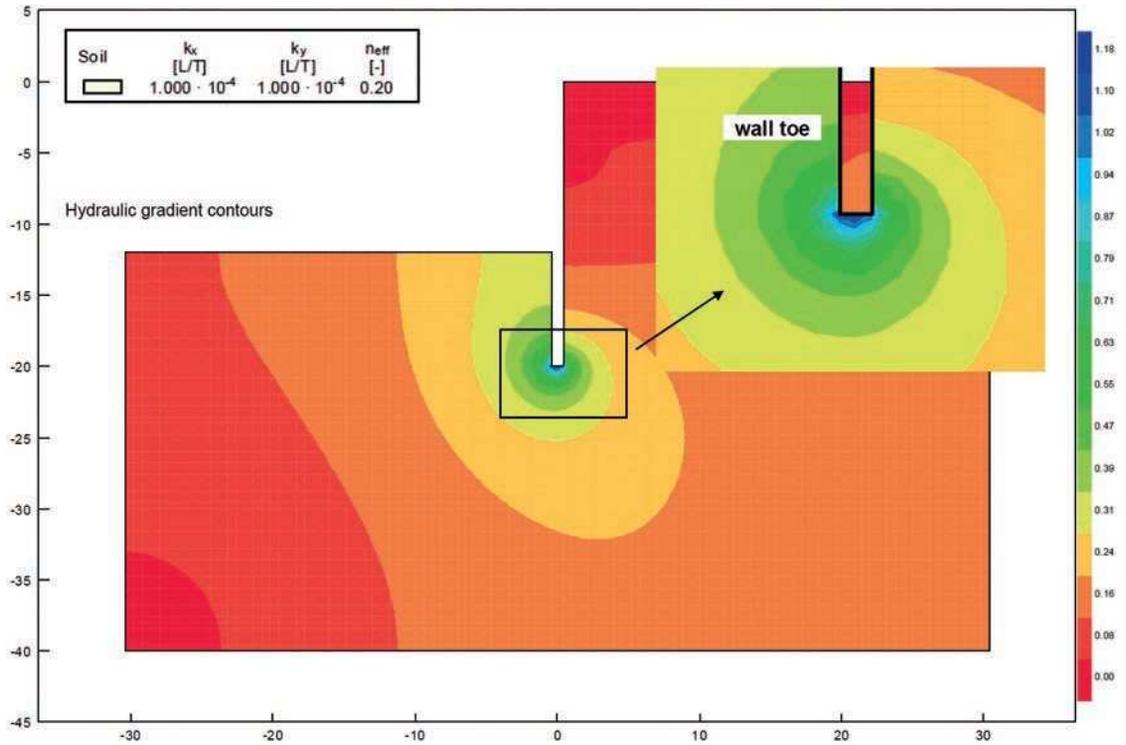


Obras y Proyectos

Revista de Ingeniería Civil



Diseño y aplicación de pilotes CFA para una central eléctrica en Coronel, Chile

Design and implementation of CFA piles for a power plant in Coronel, Chile

D. Raddatz, R. Miranda y O. Taiba

Análisis de confiabilidad en un modelo de descarga de silos de almacenamiento mediante el Método de Elementos Discretos DEM

Reliability analysis in an unloading model of silo storage by means of the Discrete Element Method DEM

G. Arévalo-Mendoza, A. Ramos-Cañón y L. Prada-Sarmiento

An enriched constitutive modelling framework for localised failure of geomaterials

Marco para un modelo constitutivo extendido para geomateriales con fallas localizadas

G. Nguyen

Hydraulic stability evaluation of a diaphragm wall in granular soils recharged by an unconfined aquifer

Evaluación de la estabilidad hidráulica de un muro pantalla en suelos granulares recargados por un acuífero no confinado

D. Mozó, P. Oróstegui y F. Villalobos

Validación de modelos constitutivos avanzados de comportamiento mecánico para la arcilla estructurada de Brasilia

Validation of advanced constitutive models for the mechanical behaviour of Brasilia's structured clay

C. Mendoza, M. Farias y R. P. da Cunha



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



Scientific Electronic Library Online

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

Muro TEM Sistema MESA y SIERRA - Muros de Contención y Estribos Antisísmicos
Taludes Reforzados y Vegetalizados



Sistema Geopier e Impact - Cimentación Intermedia de Pilas de Grava Compactada
Control de Asentamientos - Alta capacidad de Soporte - Mitigación de Licuefacción



Control de Erosión Vegetación de Taludes y Canales - Mantas Control de Erosión - Hidrosiembra



Drenes Atlantis - Zanjas de infiltración - Disipación de Napas - Drenaje de Muros y Losas





SOCHIGE

Sociedad Chilena de Geotecnia

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

www.sochige.cl



VIII Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica

26, 27 y 28 de noviembre de 2014 | Hotel Intercontinental - Santiago, Chile

La Sociedad Chilena de Geotecnia (SOCHIGE) y la Escuela de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica de Chile tienen el agrado de invitarlos al VIII Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica.

Mas de 100 resúmenes recibidos para trabajos científicos.

EXPOSITORES INVITADOS:

- J. Carlos Santamarina, PhD
- Nicholas Sitar, PhD
- Caius Priscu, PhD, P.Eng
- Ramón Verdugo A., PhD
- Miguel Ángel Jaramillo B.



Informaciones e Inscripciones:

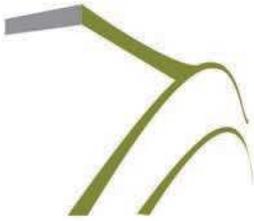
Tel. 562 27937276

Email. contacto@sochige2014.cl

www.sochige2014.cl

PREMIO ISSA KORT

La SOCHIGE premiará la mejor contribución liderada por un ingeniero joven de no mas de 36 años



Número Especial Geosintéticos

Themed Issue on Geosynthetics

Editor: Dr. Ricardo Moffat, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Presidente IGS Chile

Obras y Proyectos está planificando un número especial para el comienzo de 2015 dedicado a Geosintéticos

Hoy en día es prácticamente inevitable el extensivo uso de materiales geosintéticos en la construcción de obras, por ejemplo viales y mineras, para drenaje y refuerzo, entre muchas otras aplicaciones. Este número especial de Obras y Proyectos busca compartir conocimientos y avances que se están desarrollando ya sea en investigación como en aplicaciones prácticas. Se abordan métodos de diseño y herramientas para solucionar problemas relacionados con la Ingeniería Civil.

Tópicos principales:

Aplicaciones viales • ferroviarias • mineras • fluviales • marítimas • refuerzo de suelos • muros • taludes • fundaciones • aplicaciones ambientales • vertederos • tratamiento de aguas residuales • drenaje • filtración • barreras • propiedades de los geosintéticos • durabilidad • construcción

Invitación a autores

Para el envío de artículos o solicitar información, por favor enviar emails a: oyp@ucsc.cl
Visite www.oyp.ucsc.cl y www.scielo.cl/oyp

Plazo de envío es el 1 de diciembre 2014

Obras y Proyectos is planning a themed issue for the beginning of 2015 dedicated to Geosynthetics

Nowadays the widespread use of geosynthetics materials is practically unavoidable in construction works, mainly in roads and mining for drainage and reinforcement, among many other applications. This special issue of Obras y Proyectos will allow sharing knowledge and advances which are being developed in research and in practical applications. It will address design methods and tools, aimed to solve problems related to Civil Engineering.

Main topics:

Road applications • railroads • mining • rivers • harbours • soil reinforcement • walls • slopes • foundations • environmental applications • landfills • wastewater treatment • drainage • filtration • liners • geosynthetics properties • durability • construction

Invitation to authors

To submit manuscripts or to request information, please email to: oyp@ucsc.cl
Visit www.oyp.ucsc.cl, www.scielo.cl/oyp

Deadline for submissions, 1st December 2014



UNIVERSIDAD CATOLICA
DE LA SANTISIMA CONCEPCION



MAGISTER

INGENIERÍA GEOTÉCNICA

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

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

The Sutton Trust. Think tank organisation

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

Postgraduate Premium report

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

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

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

Ground Engineering, marzo 2013



Beca
LGM

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

INGENIERÍA CIVIL **GEOLÓGICA**



UNIVERSIDAD CATOLICA
DE LA SANTISIMA CONCEPCION

Descripción ■

El ingeniero civil geólogo es un profesional con dominio teórico y práctico de las ciencias básicas, ciencias de la ingeniería y geología, con capacidad para aplicar teorías, principios y métodos en la formulación, diseño, proyección, gestión, desarrollo y evaluación de proyectos de ingeniería considerando condiciones y riesgos geológicos.

Para ello requiere interpretar adecuadamente los procesos geológicos en la búsqueda, evaluación, desarrollo y aprovechamiento de los ambientes y recursos naturales. Así mismo es capaz de proponer soluciones pertinentes a problemas de la sociedad desde la geotecnia, hidrología, prospección, ingeniería ambiental y manejo de recursos naturales. En el contexto de su formación, se busca formar un ingeniero competente, que destaque por su espíritu emprendedor, sus capacidades directivas y su actuar ético fundado en la antropología cristiana.

Áreas de estudio ■

Ciencias de la Ingeniería y Ciencias de la Geología
Geotecnia
Hidrología Aplicada
Prospección
Ingeniería Antisísmica
Ingeniería Medioambiental
Manejo de Riesgos Naturales
Desarrollo Responsable de Recursos
Formación Filosófica-Teológica

Campo laboral ■

El Ingeniero Civil Geólogo puede desarrollar actividades en diversos ámbitos como: Industria minera, proyectos de Ingeniería Civil, recursos hidráulicos, Industria Energética, recursos alternativos de energía, protección del medio ambiente, proyectos de riesgos geológicos, proyectos geotécnicos, Investigación, entre otros.

Potenciales centros laborales: empresas del sector privado; ejercicio libre de la profesión; administración pública; centros de investigación, desarrollo e innovación; laboratorios de mecánica de suelos, rocas y sondajes; y prospección.

Ficha ■

Grado: Licenciado en Ciencias de la Ingeniería

Título: Ingeniero Civil Geológico

Duración: 11 semestres

Jornada: diurna

Sede: Campus San Andrés

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

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

Director

Profesor Dr. Hubert Mennickent
Universidad Católica de la Santísima Concepción

Editor

Dr. Felipe Villalobos
Universidad Católica de la Santísima Concepción

Comité asesor

Dr. Arsenio Negro
Bureau de Projets e Consultoria Ltda., São Paulo, Brasil
Dr. Giang Nguyen
The University of Adelaide, Australia
Dr. Ricardo Nicolau
JRI Ingeniería, Santiago, Chile
Ing. Mauro Poblete
Instituto de Tecnología de Karlsruhe, Alemania
Ing. Mauricio Villagrán
Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile

Comité editorial

Dr. Giovanni Alvarado
AECOM Pty Ltd, Perth, Australia
Dr. Rodrigo Cienfuegos
Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile
Dra. Luisa Equihua
Universidad Popular Autónoma del Estado de Puebla, México
Dr. Wagner Fleming
Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile
Dr. David Muriá
Instituto de Ingeniería, UNAM, México
Dr. Efraín Ovando
Instituto de Ingeniería, UNAM, México
Dr. Felipe Prada
Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia
Dr. Iván Salazar,
Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile
Dra. Alejandra Stehr
Universidad de Concepción, Chile
Dr. Tetsuo Tobita
Universidad de Kioto, Japón
Dr. Ingo Weidlich
Fernwärme-Forschungsinstitut e.V., Hannover, Alemania
Dr. Torsten Wichtmann
Instituto de Tecnología de Karlsruhe, Alemania

Diseño y diagramación

VCR Publicidad
verpublicidad@gmail.com
88823187

Asesoría comercial

Sra. Maritza Jara
maritzajara@ucsc.cl
56 41 234 53 05

Contacto y envío de artículos

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

Suscripciones

Sra. Patricia Alarcón
palarcon@ucsc.cl - fono: 56 41 2345852
\$8.000 anual (US\$30, €20, £ 18)
Estudiantes \$5.000 (US 18, € 15, £ 12)
Valor ejemplar \$4.500 (US 16, € 18, £ 9)

Periodicidad: semestral (edición de Otoño y Primavera)

Revista indexada y catalogada en  www.scielo.cl

 www.latindex.org  Dialnet: 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



- 8** **Diseño y aplicación de pilotes CFA para una central eléctrica en Coronel, Chile**
Design and implementation of CFA piles for a power plant in Coronel, Chile
D. Raddatz, R. Miranda y O. Taiba
- 21** **Análisis de confiabilidad en un modelo de descarga de silos de almacenamiento mediante el Método de Elementos Discretos DEM**
Reliability analysis in an unloading model of silo storage by means of the Discrete Element Method DEM
G. Arévalo-Mendoza, A. Ramos-Cañón y L. Prada-Sarmiento
- 33** **An enriched constitutive modelling framework for localised failure of geomaterials**
Marco para un modelo constitutivo extendido para geomateriales con fallas localizadas
G. Nguyen
- 42** **Hydraulic stability evaluation of a diaphragm wall in granular soils recharged by an unconfined aquifer**
Evaluación de la estabilidad hidráulica de un muro pantalla en suelos granulares recargados por un acuífero no confinado
D. Mozó, P. Oróstegui y F. Villalobos
- 53** **Validación de modelos constitutivos avanzados de comportamiento mecánico para la arcilla estructurada de Brasilia**
Validation of advanced constitutive models for the mechanical behaviour of Brasilia's structured clay
C. Mendoza, M. Farias y R. P. da Cunha



Diseño y aplicación de pilotes CFA para una central eléctrica en Coronel, Chile

Design and implementation of CFA piles for a power plant in Coronel, Chile

Fecha de entrega: 30 de octubre 2013

Fecha de aceptación: 21 de marzo 2014

Dennis Raddatz¹, Rodrigo Miranda² y Oscar Taiba¹

¹Ferrara - Proyectos Especiales, Rengo 1270, Ñuñoa, Chile, draddatzalta@engin.umass.edu, oscartaiba@ferrara.cl

²Mageba USA, 575 Lexington Avenue, New York, NY 10022, USA, rmiranda@magebausa.com

El objetivo de este estudio es describir el sistema de pilotes CFA (Continuous Flight Auger) y mostrar un caso de aplicación en un proyecto de central eléctrica en Coronel, Chile. La ventaja principal de este método es la rapidez de ejecución de los pilotes, lo que se traduce en mayores rendimientos y menores costos. En Chile este método aún no se ha masificado, a pesar de que esta tecnología es popular en otros países y que condiciones de suelo favorables para su ejecución se encuentran con frecuencia a lo largo del país. En este artículo se presentan las fortalezas y debilidades del método, las condiciones geotécnicas favorables y desfavorables para su desarrollo, y el equipamiento, materiales y procedimientos necesarios para su ejecución. Además se describe el procedimiento para estimar la capacidad axial de los pilotes en los suelos donde es más común su ejecución. Finalmente, se presenta un caso aplicado en la región del Bío Bío, siguiendo los métodos y recomendaciones de normativas internacionales descritas previamente.

Palabras clave: pilote CFA, hélice continua, resistencia de pilote, pilote de fuste

The purpose of this study is to present the CFA piles system (Continuous Flight Auger) and to show a case of application for a power station project in Coronel, Chile. The main advantage of this method is the fast execution of the piles, which results in higher yields and lower costs. Even though this technology is popular in other countries and there are favourable soil conditions for its implementation in Chile, this method is not yet commonly used in the country. This paper describes the method's strengths and weaknesses, the favourable and unfavourable geotechnical conditions for its development, and the equipment, materials, and procedures necessary for its implementation. The paper also shows the procedure for estimating the axial capacity of piles in soils where the execution of the method is more common. Finally, an applied case in the Bío Bío Region is presented, following the methods of international regulations and recommendations previously described for the estimation of axial capacity on piles.

Keywords: CFA pile, continuous flight auger, pile capacity, friction pile

Introducción

La interacción entre la tecnología y el diseño ha jugado un papel preponderante en la evolución de los sistemas de pilotaje. Es precisamente esta interacción la que permite que la popularidad del sistema CFA (*Continuous Flight Auger*) comenzara a aumentar a fines de la década de los ochenta.

En la ejecución de pilotes CFA, la perforación es realizada a través de una hélice continua, sin necesidad de usar protección de las paredes durante la excavación. Además, el hormigonado se realiza mientras se produce el retiro de la hélice, lo que se traduce en un sistema más rápido que en los sistemas convencionales de ejecución de pilotes.

El sistema CFA basa su creciente aceptación en el mercado comercial en su alta tasa de producción y su economía, es por esto que su uso se ha popularizado en EEUU y países europeos. En Chile este método aún no se ha masificado, a pesar de que los pilotes CFA se pueden usar para fundaciones o pantallas de retención de suelo. Además los suelos donde su ejecución es factible se encuentran con facilidad en diferentes partes del país.

En este trabajo se busca entregar información respecto al sistema de pilotes CFA, sus ventajas y desventajas, así como también las condiciones favorables y desfavorables para su construcción, siendo un factor preponderante en este ítem la tipología del suelo. Además, se presentarán los requerimientos y procedimientos para implementar dicho sistema en obra.

Se presenta también una revisión de la normativa internacional vigente para la estimación de la capacidad axial de los pilotes CFA, específicamente las normas FHWA 1999 (O'Neill y Reese, 1999) y DIN 4014 (DIN, 1990). Se acota el análisis a los suelos típicos donde se utiliza este tipo de pilotes. Se estudia un caso práctico en la región del Bío Bío, donde se determina la capacidad axial de un pilote CFA por medio de las normas descritas previamente. Finalmente, se entregan las conclusiones sobre las condiciones para el uso de pilotes CFA en Chile, y sobre los resultados obtenidos del uso de las normativas para el cálculo de capacidad axial.

Descripción de pilotes CFA

El sistema de pilotes CFA es un tipo de fundación profunda donde la perforación es realizada a través de una hélice continua hasta la profundidad final (Brown *et al.*, 2007). En este proceso no es necesario contar con protección para mantener la estabilidad de la perforación, ya que los álabes de las hélices se llenan de material y proporcionan el soporte lateral necesario (Figura 1a). Al mismo tiempo que la hélice es retirada de la perforación, ésta se llena con hormigón que pasa a través de la hélice hueca hasta la base de la perforación. El soporte de la perforación se da de forma continua, tanto por el hormigón como por la hélice (Figura 1b). Inmediatamente después de que es retirada la hélice y con la perforación llena de hormigón, se introduce la armadura de acero (Figura 1c).

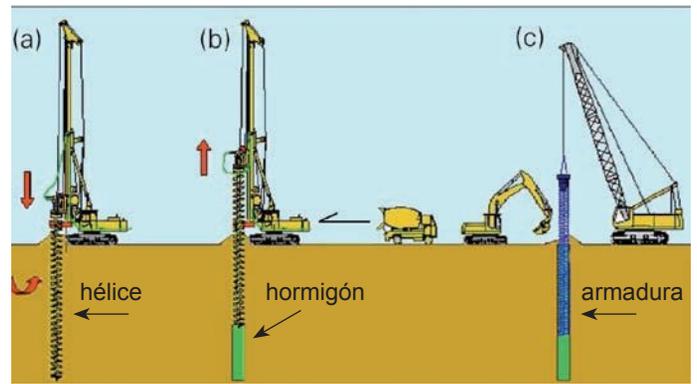
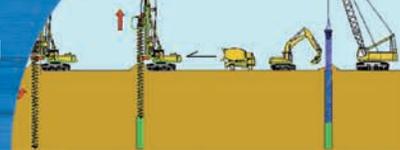


Figura 1: Esquema ejecución pilotes CFA (Brown *et al.*, 2007)

El método usado por el sistema CFA ha sido posible de ejecutar por los avances en las técnicas de perforación, especialmente por la capacidad de torque y empuje descendente generados por los equipos de perforación (Coduto *et al.*, 2011). A finales de los años 80 y principios de los 90, los equipos de perforación pesaban entre 30 y 40 T, con alturas de mástil de 10 a 15 m y con capacidades de torque de 10 a 15 Tm. En el mercado actual es posible encontrar una gran variedad de equipos de perforación, como la BG50 de Bauer, con torque de 46.8 Tm, altura de mástil de 30 m y peso de 250 T (Bauer, 2011).

Usualmente el rango de diámetros de pilotes CFA es de 40 a 90 cm, mientras que el rango de profundidad es de los 8 a 30 m (Candogan, 2009). Producto del bajo diámetro, estos pilotes funcionarán de forma aislada para cargas bajas, siendo necesario usarlos en grupo para cargas mayores. Los pilotes CFA se pueden utilizar perfectamente para muros de pantallas de pilotes, ya sea discontinuos, continuos o secantes (Stocker y Waltz, 2003).

Las principales ventajas de este método son su rapidez y menor costo al compararse con otras alternativas convencionales (Pilotes Terratest, 2009). El tiempo de ejecución puede verse reducido a menos de la mitad en algunos casos. El rendimiento promedio de una máquina con este método varía entre 100 a 250 ml/día. Los pilotes CFA presentan una gran ventaja en suelos inestables y bajo napa respecto a los pilotes excavados de forma convencional, evitándose los problemas del hormigonado bajo agua (Tomlinson y Woodward, 2007). El perforado se realiza de forma silenciosa con bajas vibraciones, ideal para zonas urbanas.



La principal desventaja del método es que requiere mayor energía para el torque y empuje descendente que otras técnicas (Brown *et al.*, 2007). Además, su uso está limitado hasta rocas meteorizadas. Por otro lado, es más complejo definir la estratificación real del terreno, ya que la profundidad del material extraído no puede ser comprobada (Terzaghi *et al.*, 1996).

Los suelos en que se obtienen buenos resultados ejecutando pilotes CFA corresponden a arcillas de mediana a gran rigidez, arenas cementadas, suelos residuales, arenas limosas y en general, suelos que no se presenten extremadamente duros (Pilotes Terratest, 2009). Se deben evitar suelos excesivamente blandos, ya que se produce sobreconsumo de hormigón producto de la inestabilidad de la excavación (Brown *et al.*, 2007). En arenas sueltas o muy limpias bajo napa, se puede producir una extracción excesiva de suelo. Lo mismo puede ocurrir cuando el estrato de arena está bajo un estrato de arcilla rígida. El avance lento de penetración en arcilla puede causar aflojamiento de un estrato de arena cuando éste es alcanzado, lo cual puede resultar en una excesiva extracción de arena y disminución de soporte.

En los pilotes CFA no se tiene una alta resistencia por punta, esto se produce porque su ejecución en estratos duros no es posible y los diámetros que se pueden ejecutar con este método son más restringidos que con otras técnicas. El mayor aporte para la resistencia axial lo entrega el fuste, esto se podrá apreciar en detalle en el caso aplicado, donde se calcula la resistencia axial de un pilote CFA.

Equipamiento de construcción

Existen distintas alternativas de maquinarias para la construcción de pilotes perforados. Su elección depende de la disponibilidad y el tipo de trabajo que se ejecute (Brown *et al.*, 2007).

- Equipo de perforación montado en grúa oruga. La hélice continua es introducida en el suelo accionada por un motor hidráulico instalado en la parte superior de la hélice. La guía del pilote provee verticalidad a la hélice, además sostiene el motor hidráulico que ejerce el torque a la hélice. El brazo de torque o estabilización sostiene la guía del pilote para absorber el torque producido al realizar la perforación. El destorcedor en

la punta de la hélice permite que ésta gire libremente sin desconectar la línea de hormigón.

- Equipo de perforación de altura restringida. Este equipo se monta normalmente en camiones u orugas y tiene una gran capacidad de movimiento. Se utilizan secciones de hélices para lograr la profundidad necesaria.
- Equipo de perforación montado en orugas (piloterías), como se muestran en la Figura 2a. Esta maquinaria es la más utilizada para la construcción de pilotes CFA en Europa y EEUU. Básicamente es la misma máquina que realiza pozos perforados en el sistema tradicional, pero en vez de un Kelly largo o brazo de torque extensible, posee uno más pequeño o simplemente no lo posee, dando lugar a la hélice continua.



Figura 2: a) Ejecución pilote CFA de 18 m (Pilotes Terratest, 2009), b) limpieza de hélice (Pilotes Terratest, 2009) y c) punto de descarga de hormigón en el fondo (Brown *et al.*, 2007)

La selección del tamaño de los álabes de una hélice es importante, ya que para un determinado tipo de suelo, un excesivo ancho en los álabes puede provocar una sobre excavación del pozo. Un accesorio de vital importancia a la hora de retirar la hélice del pozo es el limpiador de hélice (Figura 2b), el cual remueve el material extraído del pozo.

Para la mayoría de las construcciones de pilotes CFA, el

hormigón se bombea a presión desde la parte superior de la hélice y a través de ella. El punto de descarga del hormigón se encuentra en la parte inferior de la hélice (Figura 2c). El equipo de bombeo debe desarrollar presiones de bombeo sobre los 2.4 MPa. La presión de bombeo debe superar la presión hidrostática del hormigón, además se debe ajustar la velocidad de retiro de la hélice a la velocidad de suministro de hormigón, de forma de evitar la formación de vacíos o disminución de sección en el pilote (Kempfert *et al.*, 2003).

Hormigón y armadura

Los requerimientos típicos para un hormigón utilizado para la construcción de pilotes CFA corresponden a un esfuerzo de compresión de 20 a 30 MPa; un rango para el asentamiento de cono del hormigón de 20 ± 2.5 cm; un rango para la temperatura de colocación del hormigón entre 4 y 38°C; y un tamaño máximo para el agregado grueso típicamente limitado a 10 mm. Se recomienda que el agregado sea redondeado lo que favorece la trabajabilidad de la mezcla y el bombeo (Brown *et al.*, 2007).

El acero de refuerzo para las armaduras de pilotes CFA debe cumplir con la norma NCh204 (INN, 2006). Las barras no pueden ser soldadas para construir las armaduras, ya que se reduce su capacidad de fluencia. En lugares donde existe peligro de corrosión es posible usar acero galvanizado o con cubiertas epóxicas.

Capacidad axial estática de pilotes CFA

En esta sección se describen los métodos para estimar la capacidad axial de los pilotes CFA según la norma estadounidense FHWA 1999 (O'Neill y Reese, 1999) y la norma alemana DIN 4014 (DIN, 1990) para los suelos donde más comúnmente se ejecutan los pilotes CFA, es decir, suelos cohesivos y granulares, evitándose estratos muy firmes o rocas. Estas normativas internacionales se usan en Chile, ya que en el país no existe una norma específica para la ejecución de pilotes.

FHWA 1999

Según la FHWA 1999 (O'Neill y Reese, 1999), la resistencia nominal total a compresión axial R_{TN} de un pilote CFA se calcula como la combinación de la resistencia nominal por fuste R_{SN} y por punta R_{BN} :

$$R_{TN} = R_{SN} + R_{BN} = \pi D \sum_{i=1}^n z_i f_{max i} + \pi \frac{D^2}{4} q_{max} \quad (1)$$

donde z_i es la longitud del estrato i , y $f_{max i}$ es la resistencia última por fuste del estrato i , q_{max} es la resistencia última de la base del pilote y D es el diámetro del pilote en ese punto (Figura 3).

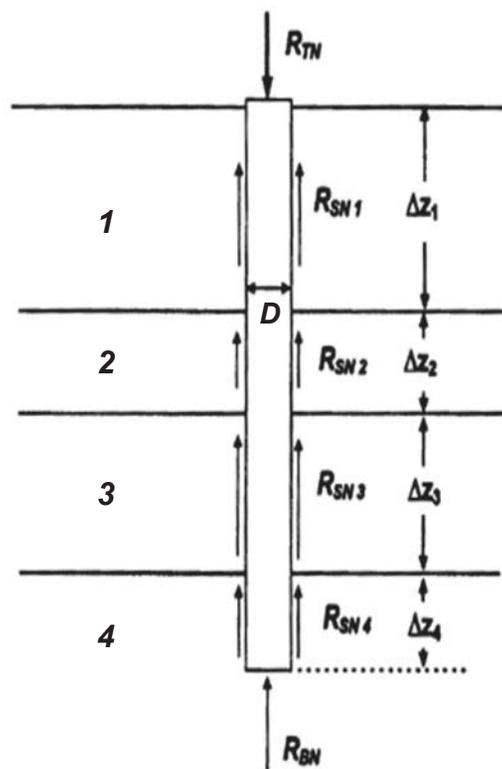
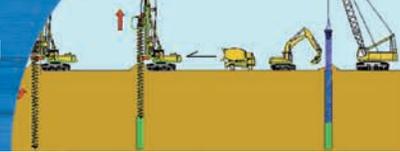


Figura 3: Distribución de resistencias de un pilote (O'Neill y Reese, 1999)

La componente de la resistencia por fuste se moviliza relativamente con desplazamientos verticales del pilote muy pequeños, normalmente inferior a 1 cm. La componente de la resistencia por punta está plenamente movilizada con grandes desplazamientos, por lo general en el rango de 5 a 10% del diámetro del pilote. La resistencia de un pilote CFA a cualquier desplazamiento vertical deseado puede ser encontrada usando la relación de carga y asentamiento de la Figura 4. El procedimiento utilizado para definir la resistencia última de un pilote perforado en compresión se define a partir de los siguientes criterios de falla:

- Carga de punzonamiento para suelos cohesivos.



- Carga correspondiente a un asentamiento del pilote de un 5% del diámetro de la base para suelos granulares.

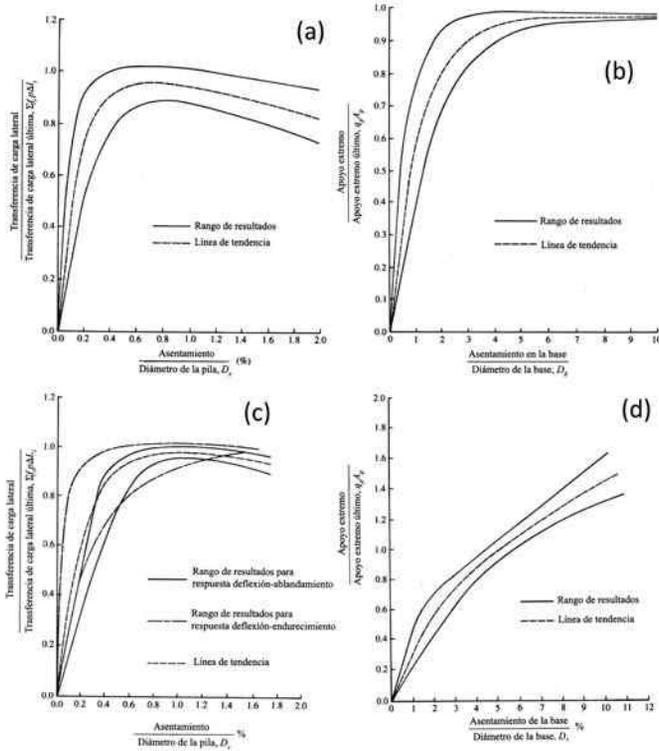


Figura 4: Carga normalizada por carga última versus asentamiento normalizado por diámetro de la base, a) carga lateral para suelo cohesivo, b) carga en la base para suelo cohesivo, c) carga lateral para suelo sin cohesión y d) carga en la base para suelo sin cohesión (Reese y O'Neill, 1989).

El procedimiento de diseño para pilotes CFA está organizado según el tipo de suelo. La Tabla 1 muestra la clasificación de suelos presentada por FHWA 1999.

Tabla 1: Clasificación de suelos según FHWA 1999 (Reese y O'Neill, 1999)

Tipo de suelo	s_u , kPa	N_{SPT} , golpes/0.3 m
Cohesivo: arcilla o limo plástico	≤ 250	-
No cohesivo o granular: arena, grava o limo no plástico	-	≤ 50

Suelos cohesivos

En suelos cohesivos la resistencia última por fuste $f_{max i}$ para un determinado segmento de pilote se calcula como:

$$f_{max i} = \alpha s_u \quad (2)$$

donde s_u es la resistencia al corte no drenada del suelo y α

el factor de reducción del esfuerzo de corte que se define como:

$$\alpha = 0.55 \quad \text{para } s_u/p_a \leq 1.5$$

$$\alpha = 0.55 - 0.1(s_u/p_a - 1.5) \quad \text{para } 1.5 \leq s_u/p_a \leq 2.5$$

donde p_a es la presión atmosférica igual a 100 kPa. Si la parte inferior de un pilote es soportada por un suelo cohesivo, la contribución del fuste a la capacidad de fondo del pilote es nula para una altura igual a un diámetro desde la base del pilote. Si el suelo es cohesivo en la superficie, no se considera el aporte de la resistencia por fuste en la cabeza del pilote por la mayor distancia entre 1.5 m medidos desde la superficie del suelo y la profundidad de la zona de cambios de humedad estacionales. La resistencia última de la base q_{max} se calcula como:

$$q_{max} = s_u N_c^* \quad (3)$$

donde s_u es la resistencia al corte no drenada en la zona de la punta y N_c^* es el factor de capacidad de soporte que se define como:

$$N_c^* = 9 \quad \text{para } 200 \text{ kPa} \leq s_u \leq 250 \text{ kPa y } L \geq 3D$$

$$N_c^* = 4/3[\ln(I_r + 1)] \quad \text{para } s_u \leq 200 \text{ kPa y } L \geq 3D$$

donde L es el largo del pilote e I_r es el índice de rigidez del suelo.

Suelos no cohesivos

La resistencia última por fuste f_{max} para un determinado segmento de pilote "i", se calcula como:

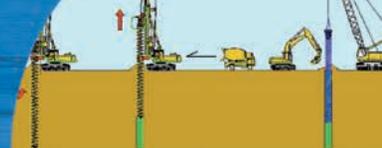
$$f_{max i} = \beta_i \sigma'_{vi} \leq 200 \text{ kPa} \quad (4)$$

donde σ'_{vi} es la tensión vertical efectiva en el centro del estrato i , β_i es el factor de correlación adimensional entre la tensión vertical efectiva σ'_{vi} y f_{max} para el estrato i , con un valor máximo de 1.2 en arenas y 1.8 en arenas con gravas o gravas y con un valor mínimo de 0.25. Usando el número de golpes/0.3 m del ensayo SPT corregido a un 60% de la energía N_{60} , se tiene:

Para arenas:

$$\beta_i = 1.5 - 0.245 \sqrt{z_i} \quad \text{para } 15 \leq N_{60} \leq 50 \text{ golpes/0.3 m}$$

$$\beta_i = \left(\frac{N_{60}}{15}\right)(1.5 - 0.245 \sqrt{z_i}) \quad \text{para } N_{60} < 15 \text{ golpes/0.3 m}$$



Para arenas con gravas o gravas:

$$\beta_i = 2.0 - 0.15 z_i^{0.75} \quad \text{para } 15 \leq N_{60} \leq 50 \text{ golpes}/0.3 \text{ m}$$

donde N_{60} es el valor de diseño para la cantidad de golpes del SPT con un 60% de eficiencia del martillo, no corregido por profundidad, saturación o finos, representativo del estrato o segmento i y z_i es la distancia vertical desde la superficie del terreno al centro de la capa i en metros. La resistencia última de la base q_{max} en kPa en suelos no cohesivos, caracterizados por un SPT N_{60} que no supera los 50 golpes/0.3 m, se calcula como:

$$q_{max} = 57.5 N_{60} \leq 2900 \text{ kPa} \quad (5)$$

DIN 4014

La capacidad a compresión de pilotes perforados descrita en la norma DIN 4014 (DIN, 1990), se calcula de acuerdo a una curva empírica de carga-asentamiento sobre la base de pruebas de carga de pilotes. La resistencia de un suelo no cohesivo se puede expresar con suficiente precisión en términos de la resistencia de punta q_c del ensayo CPT y en el caso de suelo cohesivo, en términos de la resistencia al corte no drenada s_u .

Resistencia de punta de un pilote

Las especificaciones para la resistencia de punta se señalan en las Tablas 2 y 3 para distintos niveles de asentamiento s del pilote de diámetro D , donde se asume que el pilote falla para $s = 0.1D$. Valores intermedios pueden ser obtenidos por interpolación lineal.

Tabla 2: Resistencia de punta σ_s en MPa en suelo no cohesivo (DIN, 1990)

s/D	Resistencia promedio q_c , MPa			
	10	15	20	25
0.02	0.7	1.05	1.4	1.75
0.03	0.9	1.35	1.8	2.25
0.1	2.0	3.0	3.5	4.0

Tabla 3: Resistencia de punta σ_s en MPa en suelo cohesivo (DIN, 1990)

s/D	Resistencia al corte no drenada s_u , kPa	
	100	200
0.02	0.35	0.9
0.03	0.45	1.1
0.1	0.8	1.5

La Tabla 4 muestra una relación aproximada entre SPT y q_c para usar en caso de no contar con valores de este último. El método está calibrado para el CPT y esta conversión debería ser verificada debido a la variabilidad de los resultados del ensayo SPT.

Tabla 4: Factores de conversión para ensayos SPT (DIN, 1990)

Tipo de suelo	q_c/N_{30} *, MPa
Fino a medio o arena levemente limosa	0.3 a 0.4
Arena o arena con grava leve	0.5 a 0.6
Arena de granulometría discontinua	0.5 a 1.0
Grava arenosa o grava	0.8 a 1.0

* Número de golpes por 30 cm de penetración

Resistencia por fuste de un pilote

La resistencia última por fricción del fuste de un pilote individual se debe asumir como las dadas en las Tabla 5 y 6. Valores intermedios pueden ser obtenidos por interpolación lineal. El aumento de la resistencia por fuste es lineal hasta alcanzar el último valor de asentamiento calculado s_{rg} (Figura 5).

Tabla 5: Resistencia última de fuste en suelo no cohesivo (DIN, 1990)

Resistencia promedio q_c , MPa	Resistencia última de fuste τ_{mi} , MPa
0	0
5	0.04
10	0.08
≥ 15	0.12



Tabla 6: Resistencia última de fuste en suelo cohesivo (DIN, 1990)

Resistencia al corte no drenada s_u , MPa	Resistencia última de fuste τ_{mi} , MPa
25	0.025
100	0.04
≥ 200	0.06

Curva de carga-asentamiento

Una curva similar a la que se muestra en la Figura 5, se establecerá a partir de los resultados obtenidos con las tablas anteriores (Tablas 2 a 6). La resistencia por punta es función del asentamiento s_g que está dado por:

$$s_g = 0.1 D \quad (6)$$

La resistencia última por fricción del fuste es función del asentamiento s_{rg} que está dado por:

$$s_{rg} = 0.5 Q_{rg} + 0.5 \leq 3 \text{ cm} \quad (7)$$

donde Q_{rg} está en MN. La curva carga-asentamiento debe ser calculada usando la siguiente ecuación:

$$Q(s) = Q_s(s) + Q_r(s) = A_f \sigma_s(s) + \sum_{i=1} A_{mi} \tau_{mi}(s) \quad (8)$$

donde $Q_s(s)$ es la resistencia de punta en función del asentamiento de la cabeza del pilote (Tablas 2 y 3), $Q_r(s)$ es la resistencia del fuste en función del asentamiento de la cabeza del pilote (Tablas 5 y 6).

$$Q_{rg} = \sum_{i=1} A_{mi} \tau_{mi}(s)$$

A_f es el área de la base del pilote, $\sigma_s(s)$ es la resistencia de punta en función del asentamiento de la cabeza del pilote (Tablas 2 y 3), A_{mi} es el área de la superficie exterior del pilote en la longitud embebida en el estrato y $\tau_{mi}(s)$ es la resistencia por fricción del fuste en función del asentamiento de la cabeza del pilote (Tabla 5 y 6).

Caso de aplicación práctica

En esta sección se presenta un ejemplo que ilustra la estimación de la capacidad axial de un pilote usando las normas FHWA 1999 (O'Neill y Reese, 1999) y la DIN

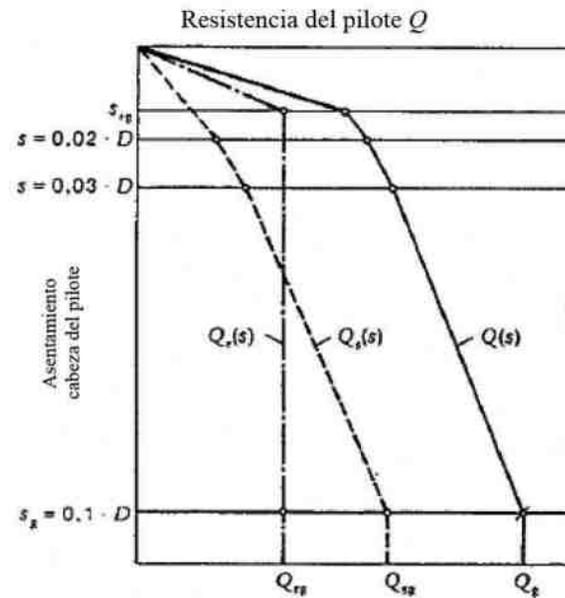


Figura 5: Curva de carga versus asentamiento en base a Tablas 2, 3, 5 y 6 (DIN, 1990)

4014 (DIN, 1990) descritas en la sección anterior. Los datos utilizados corresponden a pilotes CFA realizados por Pilotes Terratest el año 2008. En total se construyeron 800 pilotes para una planta termoeléctrica a carbón de la empresa Colbún S.A en Coronel. Posteriormente, a las resistencias últimas calculadas se deben aplicar los factores de reducción de resistencia especificados según el tipo de diseño empleado. De manera de verificar la resistencia con las cargas de diseño.

Datos del pilote y perfil del terreno

Se considera la construcción de pilotes de 0.6 m de diámetro y 16 m de longitud. La Figura 6 muestra el perfil estratigráfico del terreno, el cual en los primeros metros presenta un material arcillo-arenoso, de consistencia blanda, pasando por un estrato limoso de consistencia dura para finalmente llegar a una arenisca de compacidad media que a mayor profundidad aumenta su cementación. Los datos del sondaje se muestran en la Tabla 7. El agua subterránea está a una profundidad de 2.8 m desde la superficie.

Solución mediante FHWA 1999

La Tabla 8 presenta los valores de los parámetros del suelo obtenidos a partir de ensayos SPT y de laboratorio.

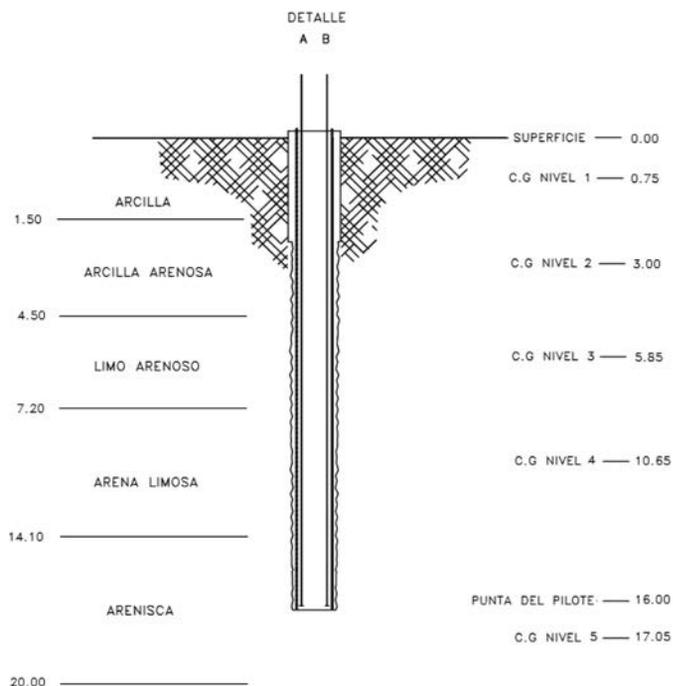


Figura 6: Perfil estratigráfico del terreno del proyecto en estudio

Tabla 7: Resultado sondaje SI-6 Proyecto Colbún (fuente: Pilotes Terratest)

Estrato	de m	a m	descripción visual del terreno	Ensayo de Penetración Estándar			
				N1	N2	N3	N
1	0	1.5	arcilla arenosa, consistencia blanda, plasticidad baja y humedad alta	2	1	2	3
2	1.5	4.5	arcilla arenosa, plasticidad alta, consistencia blanda y humedad alta	3	3	4	7
3	4.5	7.2	limo algo arenoso de consistencia dura, humedad alta y plasticidad nula	5	10	13	23
4	7.2	14.1	arena muy fina, limosa, compacidad media, humedad alta y nula plasticidad	7	12	20	32
5	14.1	20	arenisca arcillosa levemente cementada	18	16	16	32

Tabla 8: Parámetros del suelo a partir de correlaciones con SPT

Estrato	N_{60}	DR, %	γ_d kN/m ³	w	γ_{apa} kN/m ³	σ'_v kPa
1	3	42	14.2	0.124	15.96	11.97
2	7	48	14.8	0.136	16.81	48.48
3	23	61	16.1	0.082	17.42	72.02
4	32	67	16.4	0.094	17.94	114.15
5	32	67	16.4	0.094	17.94	166.25

Donde N_{60} es el número de golpes del SPT con un 60% de eficiencia del martillo, DR es la densidad relativa porcentual, γ_d es el peso unitario seco del terreno, w es la humedad del terreno, γ_{apa} es el peso unitario aparente del terreno y σ'_v es la tensión vertical efectiva del terreno.

Para el cálculo de la resistencia por fuste, se debe reconocer el tipo de suelo en el que se encuentra cada estrato. Los tres primeros estratos corresponden a un suelo cohesivo, por lo que se utilizan las ecuaciones (1) a (3). Los siguientes dos estratos corresponden a un suelo no cohesivo, por lo que se usan las expresiones (4) y (5).

Tabla 9: Resistencia por fuste en suelo cohesivo

Estrato	A_{mi} m ²	s_u kPa	α	f_{max} MPa	R_{SN} MN	R_{SN} T
1	2.82	25	0.00	0.000	0.000	0.0
2	5.65	40	0.55	0.022	0.124	12.4
3	5.08	153	0.54	0.084	0.426	42.6

Tabla 10: Resistencia por fuste en suelo no cohesivo

Estrato	A_{mi} m ²	β	σ'_v MPa	f_{max} MPa	R_{SN} MN	R_{SN} T
4	13.00	0.70	0.114	0.08	1.040	104
5	11.12	0.49	0.166	0.08	0.903	90.3

La resistencia por fuste total es de $R_{SN} = 249.3$ T. Para el cálculo de la resistencia por punta se utiliza la expresión (5).

Tabla 11: Resistencia por punta en suelo no cohesivo

N_{60}	q_{max} MPa	R_{BN} MN	R_{BN} T
32	1.84	0.52	52.0

La capacidad axial del pilote es de $R_{TN} = 301.3$ T. Los desplazamientos verticales asociados a las resistencias



últimas movilizadas por punta y fuste se obtienen de las curvas idealizadas mostradas en la Figura 4. Para obtener el desplazamiento movilizad por fuste para las resistencias calculadas anteriormente, se deben calcular las proporciones de resistencia de fuste en cada estrato respecto al total y luego, a partir de las curvas idealizadas, obtener el asentamiento.

Tabla 12: Asentamiento vertical del fuste según FHWA 1999

Tipo de suelo	R_{SN} , MN	R_{ST} , MN	R_{SN}/R_{ST}	s/D , %	s , cm
Cohesivo	0.550	2.493	0.221	0.141	0.085
No cohesivo	1.943	2.493	0.779	0.779	0.467
Total					0.552

La FHWA 1999 considera que la capacidad última de resistencia en la base es movilizad por un asentamiento de la cabeza del pilote de un 5% del diámetro del pilote. Utilizando la curva mostrada en la Figura 4 para el asentamiento en un suelo no cohesivo movilizad por la punta del pilote, se obtienen los resultados mostrados en la Tabla 13.

Tabla 13: Asentamiento vertical en la base según FHWA 1999

Tipo de suelo	R_{BN} , MN	R_{BT} , MN	R_{BN}/R_{BT}	s/D , %	s , cm
No cohesivo	0.52	0.52	1	5	3

En la Figura 7 se muestra la curva de resistencia versus asentamiento del pilote basada en los cálculos realizados previamente.

Solución mediante la norma DIN 4014

Para suelos no cohesivos se utiliza la tabla que relaciona SPT y q_c , ya que no se contaba con resultados de ensayos CPT. En tanto para suelo cohesivo, se correlacionaron los valores de SPT con los valores de resistencia al corte no drenada s_u correspondientes, ya que no se contaba con ensayos in situ como veleta de corte o CPT o ensayos de laboratorio para obtener s_u . El resumen de los parámetros del suelo necesarios según el tipo de suelo se muestra en la Tabla 14.

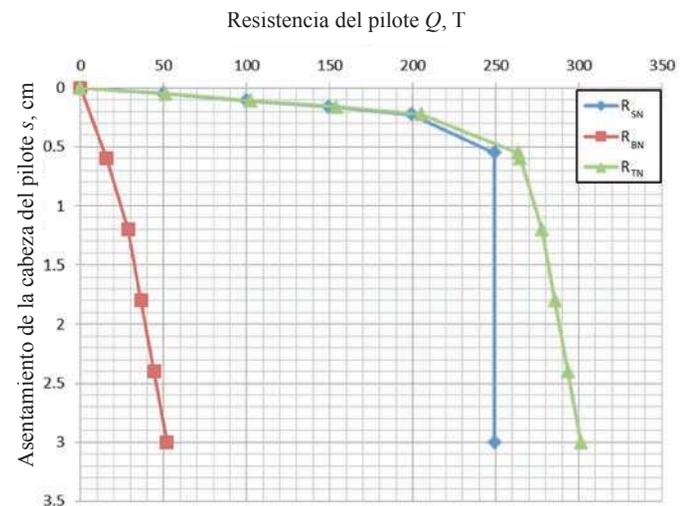


Figura 7: Curva resistencia versus asentamiento de acuerdo a FHWA 1999

Tabla 14: Parámetros de resistencia del suelo

Estrato	suelo	N_{60}	s_u , kPa	q_c , MPa
1	cohesivo	3	25	-
2	cohesivo	7	40	-
3	cohesivo	23	153	-
4	no cohesivo	32	-	9.6
5	no cohesivo	32	-	12.8

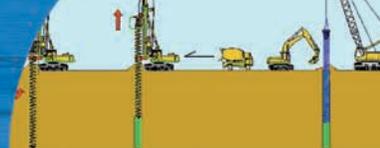
Una vez que se tienen los valores de resistencia de los ensayos, se utilizan directamente las Tablas 2 a 6 para obtener las resistencias últimas por punta y fuste. Las Tablas 15 a 18 resumen los cálculos y resultados para obtener la resistencia por fuste en estratos cohesivos y no cohesivos.

Tabla 15: Resistencia por fuste en suelo cohesivo

Estrato	A_{mf} , m ²	s_u , MPa	τ_{mf} , MPa	Q_{RS} , MN	Q_{RS} , T
1	2.82	25	0.025	0.070	7.06
2	5.65	40	0.028	0.158	15.8
3	5.08	153	0.051	0.259	25.9

Tabla 16: Resistencia por fuste en suelo no cohesivo

Estrato	A_{mf} , m ²	q_c , MPa	τ_{mf} , MPa	Q_{RS} , MN	Q_{RS} , T
4	13.00	9.6	0.077	1.001	100.1
5	11.12	12.8	0.102	1.134	113.4



La resistencia por fuste total es de $Q_{RS} = 262.4$ T. Para estimar la resistencia por punta del estrato soportante no cohesivo se utiliza la Tabla 2.

Tabla 17: Resistencia por punta en suelo no cohesivo

s/D	s , cm	σ_s , MPa	Q_{SS} , MN	Q_{SS} , T
0.02	1.2	0.896	0.253	25.3
0.03	1.8	1.152	0.325	32.5
0.1	6.0	2.56	0.723	72.3

La capacidad axial del pilote Q_T se calcula como combinación de la resistencia por fuste y punta $Q_T = 334.8$ T.

Tabla 18: Capacidad axial total según DIN 4014

Q_{RS} , T	Q_{SS} , T	Q_T , T
262.4	72.3	334.8

El asentamiento vertical asociado a los estados límites y las resistencias calculadas se obtienen de las expresiones (6) a (8). El asentamiento vertical movilizado por el fuste s_{rg} está en función de la resistencia última por fricción del fuste y corresponde a $s_{rg} = 1.81$ cm. El asentamiento vertical movilizado por la punta se muestra en la Tabla 17 y está dado a partir de los estados límite considerados en la DIN 4014. La capacidad última de resistencia en la base es movilizada por un asentamiento de la cabeza del pilote de un 10% de diámetro del pilote. La Figura 8 muestra la curva de resistencia versus asentamiento del pilote basada en los cálculos realizados previamente.

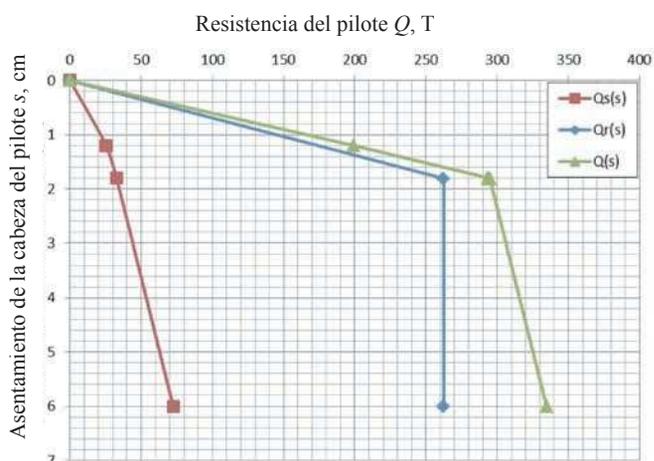


Figura 8: Curva resistencia versus asentamiento según DIN 4014

Comparación de resultados

Al comparar los resultados de la capacidad axial última estimada del pilote por ambas normas se obtiene el gráfico mostrado en la Figura 9.

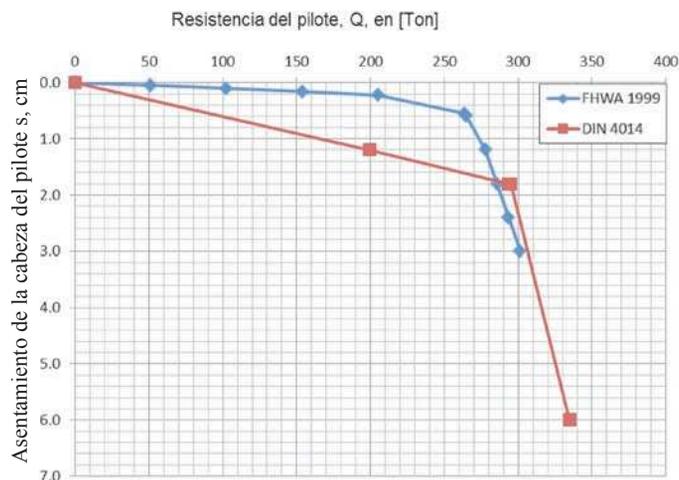


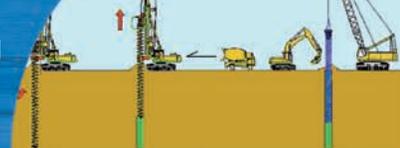
Figura 9: Comparación de resultados obtenidos por FHWA 1999 y DIN 4014

La diferencia relativa de resistencia última entre ambas normativas considerando un asentamiento de 3 cm en la cabeza del pilote como estado último de deformación (FHWA 1999) es cercano al 1%. Esta diferencia es considerablemente pequeña para el rango de incertidumbre con el que se trabaja. No siempre se dispone de todos los valores de los parámetros necesarios para aplicar directamente los métodos. Es por ello que se debe tener precaución al utilizar tablas y fórmulas que correlacionen parámetros de suelo. El pilote estudiado es considerado un pilote de fuste, lo cual quiere decir que la mayoría de la resistencia es proporcionada por la fricción que se genera entre subsuelo y pilote.

Por otro lado existe una clara diferencia en la variación de la resistencia con el asentamiento, llegando a ser de 6 veces para 200 T.

Conclusiones

La utilización del sistema de pilotes CFA o de hélice continua es una alternativa que presenta grandes beneficios, sobre todo por su rapidez y economía constructiva. Se debe tener en cuenta que para lograr los altos rendimientos



que este sistema de fundación es capaz de proporcionar, es fundamental una adecuada exploración geotécnica incorporando ensayos CPT, veleta de corte o de laboratorio para determinar directamente q_c y s_u y no indirectamente del SPT. Según las primeras experiencias en Chile con este método, se logran rendimientos de entre 100 a 250 ml/día.

Los requisitos de los materiales como acero y hormigón no difieren mucho de los requeridos por el sistema de pozos perforados convencionales, ampliamente utilizados en Chile. Sin embargo, a diferencia de éstos, es necesario que al comenzar con la perforación todo el hormigón requerido se encuentre en obra y listo para ser colocado. La perforación dura escasos minutos y al comenzar el hormigonado, éste debe terminarse en un solo proceso continuo.

La norma DIN 4014 trata el diseño de pilotes CFA dentro del diseño de pilotes pre-excavados, en el cual se determina la resistencia del pilote mediante tablas de origen empírico predeterminadas, que reflejan las condiciones de un suelo favorable. Esta norma puede ser utilizada cuando no se disponga de pruebas de carga ni experiencia en el lugar. La FHWA 1999, al igual que la DIN 4014, considera el diseño de los pilotes CFA dentro del diseño de los pilotes pre-excavados, lo cual tiende a subestimar la capacidad de un pilote CFA frente a un pilote perforado. De esta manera la aplicación de esta norma permite mayores grados de seguridad.

Agradecimientos

Los autores agradecen a Pilotes Terratest por facilitar los antecedentes relativos a los pilotes CFA de la obra en Coronel que permitieron el estudio del caso práctico en esta investigación.

Referencias

Bauer (2011). BG 50: Rotary Drilling Ring. Retrieved from: http://www.bauer.de/en/bma/products/drilling_rigs/premium_line/bg50_bt180.html

Brown, D.A., Dapp, S.D., Thompson, W.R. and Lazarte, C.A. (2007). Design and Construction of Continuous Flight Auger (CFA) Piles. Geotechnical Engineering Circular No. 8. FHWA, Washington DC

Candogan, A. (2009). *The Art and Practice of Foundation Engineering*. Ali Candogan, Estambul.

Coduto, D.P., Yeung M.R. and Kitch, W.A. (2011). *Geotechnical Engineering: Principles and Practices*. Pearson Education, New York

DIN (1990). DIN 4014: Bored cast-in-place piles: formation, design and bearing capacity. Germany

INN (2006). NCh 204 Of. 2006: Acero- Barras laminadas en caliente para hormigón armado. Instituto Nacional de Normalización, Santiago

Kempfert, H., Dieter, K. and Smolczyk, U. (2003). Pile foundations. In U. Smolczyk, *Geotechnical Engineering Handbook Volume 3: Elements and Structures* (pp. 83-227). Ernst & Sohn, Berlin

O'Neill, M.W. and Reese, L.C. (1999). Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods. Report No. FHWA-IF-99-025. Federal Highway Administration, Washington DC

Pilotes Terratest (2009). Pilotes de Hélice Continua – CFA. Retrieved from: <http://www.terratst.cl/documentos/CAT-CFA-01-rev%202.pdf>

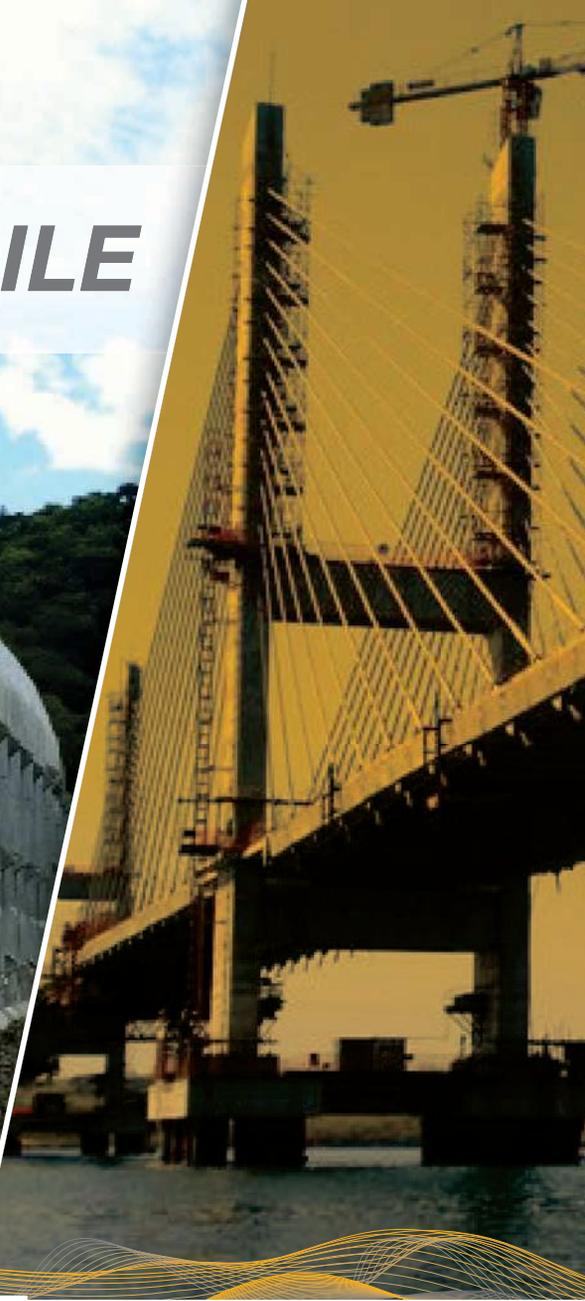
Reese, L.C. and O'Neill, M.W. (1989). New design method for drilled shafts from common soil and rock tests. *Proceedings of Foundation Engineering: current principles and practices*. ASCE Vol. 2, 1026-1039

Stocker, M. and Waltz, B. (2003). Bored pile walls, diaphragm walls, cut-off walls. In U. Smolczyk, *Geotechnical Engineering Handbook Volume 3: Elements and Structures* (pp. 409-450). Ernst & Sohn, Berlin

Terzaghi, K., Peck, R. B. and Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, New York.

Tomlinson, M. and Woodward, J. (2007). *Pile Design and Construction Practice*. Taylor & Francis, New York

DYWIDAG-SYSTEMS
INTERNATIONAL



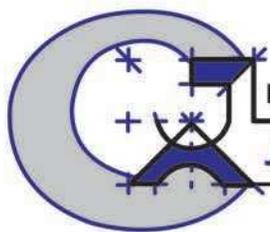
***DSI - Proveedor de Soluciones para la
Industria de Construcción***

- Barra Roscada DYWIDAG (85/105 Kgf/mm²)
- Barra Roscada *GEWI*[®] (50/55 Kgf/mm²)
- Sistema de Anclajes Permanentes de Barras y Torones, tipo SCP-DCP
- DYWI[®] DRILL, Sistema de Barra Autoperforante
- Micropilotes
- Sistema de Postensado de Estructuras de Hormigón



Oficina - Planta
Las Encinas #1387, Valle Grande
Lampa ~ Santiago ~ Chile
Tel: +56 2 5969637
Fax: +56 2 5969669

construcciones@dywidag-systems.cl
www.dywidag-systems.com



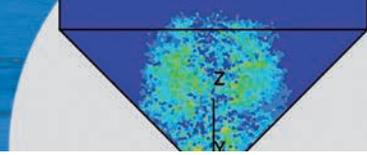
Proyectos Civiles & Edificación
J.A. CONSTRUCTORA Ltda.



Obras Sanitarias - Obras Deportivas - Obras Civiles
Obras de Pavimentación - Construcción de Áreas Verdes
Obras de Evacuación de Aguas Lluvias - Obras de Arquitectura



VILLA UNIVERSITARIA, CALLE 2, CASA 11, CAMINO A PENCO, CONCEPCIÓN - FONO: (41) 2980436 - FONO/FAX: (41) 2980437
jaingenieria@vtr.net - WWW.JAINGENIERIA.CL



Análisis de confiabilidad en un modelo de descarga de silos de almacenamiento mediante el Método de Elementos Discretos DEM

Reliability analysis in an unloading model of silo storage by means of the Discrete Element Method DEM

Fecha de entrega: 14 diciembre 2013

Fecha de aceptación: 9 de abril 2014

Gerardo Arévalo-Mendoza¹, Alfonso Mariano Ramos-Cañón² y Luis Felipe Prada-Sarmiento¹

¹ Departamento de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Javeriana, Carrera 7 N° 40-62. Bogotá D.C, Colombia.

g.arevalo@javeriana.edu.co, lf.pradas@javeriana.edu.co

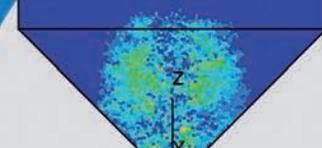
² Instituto Geofísico, Pontificia Universidad Javeriana, Carrera 7 N° 42-27. Bogotá D.C, Colombia. a-ramos@javeriana.edu.co

La modelación con el método de elementos discretos DEM ha abierto la posibilidad de simular diversos procesos cuya naturaleza granular no se había podido tener en cuenta bajo el paradigma de la mecánica del medio continuo. La ingeniería agrícola que requiere almacenamiento de granos, la ingeniería geotécnica que requiere avanzar en el entendimiento de los procesos geomecánicos, la industria minera que requiere la optimización de diseños de taludes de corte y la industria farmacéutica, entre otros, han sido beneficiarios de los avances en la modelación de materiales granulares con el método de los elementos discretos. Sin embargo, por su naturaleza, el método de elementos discretos tiene incertidumbre del tipo epistémico y aleatorio. La incertidumbre del tipo aleatorio en la modelación con DEM se debe, entre otros, a los modelos constitutivos. Los avances reportados en la literatura muestran pocos intentos de abordar el problema de evaluación de incertidumbre en la modelación con elementos discretos, condición diferente a lo observado en modelación con elementos finitos (elementos finitos estocásticos), cuyos primeros trabajos datan de la década de los ochenta. Con el objeto de afrontar la citada deficiencia, el presente trabajo propone utilizar el procedimiento de evaluación de confiabilidad (FOSM- First Order Second Moment), que fue derivado para funciones teóricas explícitas, para la determinación de la incertidumbre aleatoria en la modelación con elementos discretos en silos de almacenamiento de granos de maíz. El método FOSM utiliza las series de Taylor para aproximar los momentos estadísticos de la función de desempeño (velocidad de descarga) con ayuda de diferencias finitas centrales. Los resultados muestran la viabilidad de usar el procedimiento para determinar la probabilidad de funcionamiento correcto de un silo para diferentes configuraciones geométricas.

Palabras clave: método de elementos discretos DEM, confiabilidad, silo, FOSM

Modelling based upon the discrete element method has opened the possibility of simulating different processes, which under the paradigm of traditional continuum mechanics, had not been duly modelled due to their granular nature. Many fields have benefited from the headway made in recent years in the modelling of granular materials with discrete elements: agricultural engineering that requires to design grain storages; geotechnical engineering that needs to deepen the understanding of geomechanical processes; the mining industry which needs to optimise the design of cut slopes for open pits; and the pharmaceutical industry among others. Despite the recent developments in the discrete element modelling, the method itself has associated an epistemic and a random uncertainty. In this case, the random uncertainty within DEM can be linked to the constitutive models. The review of specialised literature reveals few attempts to address the issue of assessing the uncertainty within simulations using DEM. On the other hand, many works have been published since the 80's about uncertainty within finite element modelling (finite element stochastics). This article presents a first approach to assess uncertainty in DEM modelling. A procedure to assess the random uncertainty in the DEM simulation of silos storing corn is proposed. FOSM (First Order Second Moment) method is used to approximate the statistical moments of the performance function (velocity of discharge), using the central finite difference technique. The obtained results allow to foresee the feasibility of using the proposed procedure to assess the probability of a non-clogged operation of the hopper system under different hopper geometries.

Keywords: discrete element method DEM, reliability, silo, FOSM



Introducción

La modelación numérica mediante el método de elementos discretos DEM ha abierto la posibilidad de simular diversos procesos cuya naturaleza granular no se había podido tener en cuenta en simulaciones realizadas bajo el paradigma de la mecánica del medio continuo. En diversos campos es necesario conocer el comportamiento del material cuya naturaleza es discreta. Campos como la ingeniería civil que requieren dimensionar el almacenamiento y manipulación de agregados granulares en plantas de producción de concreto, o la ingeniería geotécnica que requiere avanzar en el entendimiento de los procesos geomecánicos, o la industria minera que requiere optimizar los diseños de taludes de corte de tajos abiertos, o la ingeniería agrícola y la industria farmacéutica que requieren dimensionar el correcto almacenamiento de los granos han sido algunos beneficiarios de los avances en la modelación de materiales granulares con el método de los elementos discretos. La modelación con elementos discretos DEM ha permitido el avance en el entendimiento fenomenológico de diversos procesos. En particular en los últimos años ha crecido el uso de simulaciones basadas en DEM, lo cual se ve reflejado en el creciente número de artículos publicados como lo menciona O'Sullivan (2011).

Sin embargo, como todo modelo, el método de elementos discretos posee per se incertidumbres de tipo epistémico y aleatorio. En el caso analizado en este artículo, la incertidumbre del tipo aleatorio en la modelación con DEM se atribuye a los modelos constitutivos de los contactos (partícula-partícula, partícula-pared), a pesar que en las condiciones iniciales y de contorno (condiciones geométricas y de carga) también se presenten incertidumbres de este mismo tipo. Los avances reportados en la literatura muestran contados intentos de abordar el problema de evaluación de incertidumbre en la modelación con elementos discretos como lo ha realizado Moarefvy y Verdel (2008) y Shen y Abbas (2013). Esto contrasta con las numerosas publicaciones de modelación con elementos finitos (elementos finitos estocásticos) cuyos primeros trabajos datan de la década de los ochenta (Vanmarcke y Grigoriu, 1983).

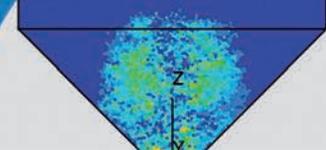
Como se mencionó anteriormente, la incertidumbre del tipo aleatorio en una simulación con elementos discretos viene dada por la falta de conocimiento de los parámetros

de los modelos constitutivos que representan los contactos entre los elementos (Baecher y Christian, 2005). Una de las ventajas de la modelación con elementos discretos es la posibilidad de usar modelos constitutivos sencillos para la relación fuerza-desplazamiento en el contacto entre partículas en dirección normal y tangencial. Sin embargo, la determinación de los parámetros de dichos modelos no es una tarea que se haga con frecuencia (Fernández Llana, 2010), por lo que se observa comúnmente que los parámetros son tomados de investigaciones publicadas anteriormente, las cuales normalmente no recurren a técnicas de laboratorio para la estimación de los parámetros de los modelos constitutivos micromecánicos (Lobo-Guerrero y Vallejo, 2005; Jiang *et al.*, 2007).

En el ámbito de la modelación macromecánica, el análisis de confiabilidad es un desarrollo que ha sido abordado desde diferentes ópticas con herramientas tales como elementos finitos (Vanmarcke y Grigoriu, 1983; Mendoza *et al.*, 2011) y con soluciones teóricas (Kwak *et al.*, 2010; Cherubini, 2000). Las soluciones numéricas basadas en elementos discretos para análisis de confiabilidad han tenido un menor desarrollo. Uno de los primeros trabajos en introducir un análisis probabilístico en el método de elementos discretos DEM fue el publicado por Moarefvy y Verdel (2008), en donde los resultados son derivados por medio de la modificación del código UDEC (Universal Discrete Element Code) para considerar variables de entrada del tipo probabilístico. En dicha modificación se introduce en el código el cálculo del primer y segundo momento estadístico de las variables aleatorias por medio de una aproximación a las series de Taylor. Las variables aleatorias usadas por Moarefvy y Verdel (2008) y la correspondiente función de desempeño se pueden relacionar de manera explícita bajo una ecuación analítica que vincula la resistencia al corte con el ángulo de fricción y la cohesión (criterio de falla de Coulomb).

Por otro lado, recientemente Shen y Abbas (2013) usan el método de conjuntos aleatorios cuyo objeto es proporcionar un esquema de trabajo general para tratar la información basada en conjuntos y distribuciones de probabilidad discretas. Dicha propuesta se implementó para realizar análisis de confiabilidad para estabilidad de taludes en roca.

En este trabajo se explora la potencialidad del método



FOSM (*First Order Second Moment*) para determinar el primer y segundo momento estadístico de una función de variables aleatorias (Baecher y Christian, 2005) con base en el mismo andamiaje teórico empleado por Moarefvy y Verdel (2008), pero con la dificultad de no tener una función de desempeño explícita en términos de las variables aleatorias del problema (parámetros del modelo constitutivo partícula-partícula). En particular, la función de desempeño de las variables aleatorias propuesta en esta investigación será la velocidad mínima de descarga en un silo de almacenamiento de maíz. El objetivo de este artículo es determinar la probabilidad de ocurrencia de atascamiento en el punto de descarga de un silo con base en simulaciones con elementos discretos, empleando el método FOSM propuesto para resolver funciones de variables aleatorias que no tienen una ecuación explícita de relación entre ellas.

El contenido del artículo es el siguiente: primero se explica brevemente el método de elementos discretos. Después se detallan las condiciones iniciales y de contorno, así como los parámetros del modelo constitutivo junto con la incertidumbre asociada a cada parámetro del modelo. Se define la función de desempeño de las variables aleatorias a la que se le estimarán los momentos estadísticos con la metodología FOSM, para así poder calcular las probabilidades de ocurrencia de atascamiento en la descarga del silo. Se explica el método de FOSM, para finalmente presentar los resultados y las conclusiones del trabajo.

Método de elementos discretos

El método de elementos discretos DEM desarrollado por Cundall y Strack (1979) describe el comportamiento mecánico de discos en 2D o esferas en 3D. Algunos autores distinguen el DEM como un modelo lagrangiano ya que se realiza el seguimiento del movimiento de cada partícula y como tal el método establece que para un arreglo de partículas se debe verificar para cada partícula si existen contactos con las partículas vecinas y se establece una superposición entre ellas (δ). De modo que dicho “traslapo” genera una fuerza de repulsión. La fuerza de contacto resultante es descompuesta en dos partes, una normal y otra tangencial al punto de contacto. Ambas son tratadas de forma independiente, es decir, el modo como se desarrollan las fuerzas normales no afecta el desarrollo de

las fuerzas tangenciales (Johnson, 1987).

La fuerza resultante (sea tangencial o normal) se relaciona con los desplazamientos mediante un modelo constitutivo o modelo de contacto. Los modelos de contacto son generalmente combinaciones de resortes (fuerza elástica), amortiguadores (fuerza viscosa) y deslizadores (fuerza de fricción), ver Figura 1. Los deslizadores se pueden encontrar en ambas direcciones (normal y tangencial). En la dirección normal se controla la fuerza máxima a tensión, mientras que en la dirección tangencial se controla el instante en el que una partícula se desliza sobre otra (O’Sullivan, 2011). Posteriormente, se aplica la segunda ley de Newton para determinar la aceleración generada por las fuerzas externas. En el método de elementos discretos se establece un tiempo de integración numérica que contempla los siguientes procedimientos durante el ciclo:

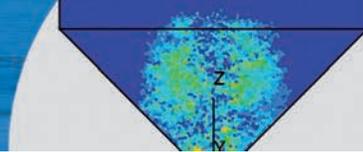
- El cálculo de la posición del elemento, integrando dos veces la aceleración (producto de la aplicación de la segunda ley de Newton) con respecto al tiempo.
- La búsqueda de contactos entre partículas.
- El cálculo de fuerzas mediante leyes constitutivas.
- El movimiento generado por la fuerza.

Al finalizar el ciclo, se actualiza la posición de la partícula en el tiempo $t + \Delta t$. Las principales suposiciones del método de elementos discretos basadas en la teoría de Hertz de la mecánica de contactos son:

- Los cuerpos son tratados como partículas rígidas, es decir las partículas mantienen su geometría durante el contacto (Johnson, 1987).
- Los contactos ocurren sobre un área pequeña.
- Se permite la superposición de las partículas rígidas si se usa la aproximación del contacto suave (Itasca, 2007). Esta aproximación es usada para simular la deformación del contacto (O’Sullivan, 2011).

El modelo constitutivo seleccionado es el simplificado de Hertz-Mindlin (Figura 1), que consta de tres partes:

1. Un modelo de rigidez de comportamiento no-lineal en la dirección normal y tangencial (k_n descrito en la ecuación (1), k_s descrito en la ecuación (2)).



2. Un amortiguamiento en ambas direcciones (ξ_n, ξ_s) que provee fuerzas que son proporcionales a la diferencia de la velocidad relativa entre dos elementos en contacto (Itasca, 2007).
3. Un control deslizante de fricción en la dirección tangencial que obedece al criterio de fluencia de Coulomb $F_y \leq \mu F_n$.

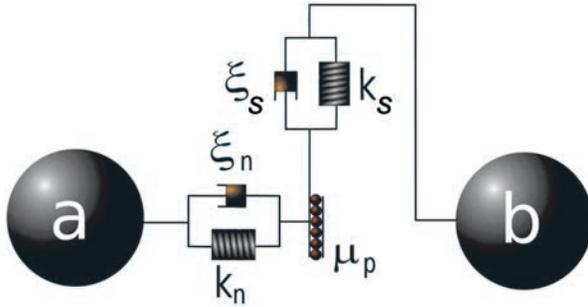


Figura 1: Modelo de contacto de Hertz-Mindlin

$$k_n = \frac{2\bar{G}\sqrt{2\bar{R}}}{3(1-\bar{\nu})} \sqrt{\delta} \quad (1)$$

$$k_s = \frac{2(3\bar{G}^2(1-\bar{\nu})\bar{R})^{\frac{1}{3}}}{2-\bar{\nu}} |F_{ni}|^{\frac{1}{3}} \quad (2)$$

con,

$$\bar{R} = \frac{2R_a R_b}{R_a + R_b} \quad (3)$$

$$\bar{G} = \frac{G_a + G_b}{2} \quad (4)$$

$$\bar{\nu} = \frac{\nu_a + \nu_b}{2} \quad (5)$$

donde para una esfera \square_i se requiere conocer el módulo de corte G_i , el coeficiente de Poisson ν_i , el radio geométrico R_i , la fuerza normal en el contacto F_{ni} y el traslape entre esferas δ . Los subíndices \square_a y \square_b denotan las esferas que están en contacto, tal como se representa en el esquema de la Figura 1.

La relación de amortiguamiento se asocia con el coeficiente de restitución partícula-partícula α por medio de (6), que se deriva de la solución analítica de la ecuación de movimiento libre para vibración con amortiguamiento viscoso.

$$\xi = \frac{\ln \alpha}{\sqrt{\ln^2(\alpha) + \pi^2}} \quad (6)$$

Los parámetros requeridos para el modelo de contacto

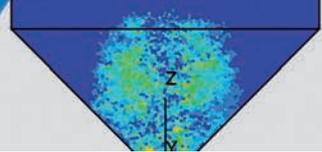
son la relación de Poisson ν , módulo de Young E (o módulo de corte: $G = E/(2(1 + \nu))$), el coeficiente de restitución partícula-partícula y el coeficiente de fricción estática partícula-muro y partícula-partícula (μ_w, μ_p respectivamente).

Condiciones de contorno del silo y parámetros del modelo constitutivo

La configuración geométrica del silo se presenta en la Figura 2. Se realizaron las simulaciones en el programa PFC (Itasca, 2007) con un ángulo fijo de inclinación de las paredes del silo ϑ de 45° . El material granular se representó como un arreglo monodisperso de aproximadamente 3000 esferas con igual diámetro $d = 5$ mm. La abertura de salida del silo D es variable para cada simulación. Estas aberturas de salida se definen como una relación en función del diámetro uniforme de la muestra ($d_{\text{gran}} = 5$ mm). Las relaciones de D/d_{gran} usadas en la simulaciones son de 6, 8 y 10. Las partículas se generan de forma aleatoria por una única vez para cada configuración geométrica del silo, es decir, para cada abertura de la boca de descarga D , tratando de reducir la influencia de la variabilidad espacial en los resultados. Se genera adicionalmente una fase de estabilización en donde las partículas alcanzan el equilibrio para posteriormente quitar la abertura de la boca del silo y permitir que las partículas empiecen a fluir.

En cuanto a los parámetros del modelo constitutivo de Hertz-Mindlin, Fernández Llana (2010) propone el primer y el segundo momento estadístico de variables que se pueden considerar aleatorias para granos de maíz, información útil para la realización de un análisis de confiabilidad. Los valores usados en la modelación son: la rigidez del muro es de 10 MN/m en dirección normal y transversal (k_n, k_s), el valor del coeficiente de fricción estática del muro μ_w es de 0.184 y la densidad de las partículas es de 1163 kg/m³ (Fernández Llana, 2010). Los restantes parámetros se muestran en la Tabla 1. Se incluye además la incertidumbre aleatoria de los parámetros de los granos de maíz, expresados en términos de los estadísticos de tendencia central y de dispersión (media y el coeficiente de variación CoV).

Los valores del coeficiente de variación CoV, del coeficiente de fricción de las partículas y de la relación de Poisson se suponen del 50% dado que no se encontró en la



literatura técnica datos experimentales donde se reportaran dichos valores. Coeficientes de variación del 50% para una variable mecánica indica una alta incertidumbre si se compara con valores típicos, normalmente menores al 30% (Baecher y Christian, 2005). Sin embargo, físicamente es admisible tener relaciones de Poisson entre $0.11 \leq \nu \leq 0.33$, o coeficientes de fricción entre $0.09 \leq \mu_p \leq 0.22$ que son los límites inferior y superior respectivamente para una función de distribución normal donde se encontraría el 64.2% de los datos en un muestreo aleatorio.

Tabla 1: Parámetros del modelo constitutivo de Hertz-Mindlin para maíz y la incertidumbre aleatoria representada en el coeficiente de variación CoV

Parámetro	Media	CoV, %	Fuente
E , MPa	298	24	Fernández Llana (2010)
ν	0.22	50	-
μ_p	0.15	50	-
α	0.748	4.4	Fernández Llana (2010)

Para el cálculo de la velocidad de las partículas de maíz a la salida de la tobera del silo es necesario determinar un volumen de control VC . El volumen de control se toma desde el punto de descarga hasta $H/2$ de altura con ancho D , tal como se indica en la Figura 2.

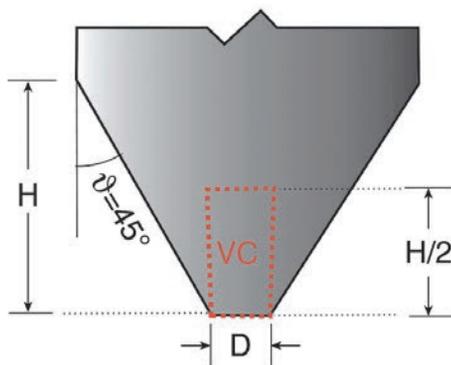


Figura 2: Esquema geométrico del silo de almacenamiento y la tobera de descarga

El volumen de control se selecciona de forma tal que se pueda evaluar la velocidad en una geometría fija que incluya tanto las partículas que están a punto de salir de

la tobera, así como también aquellas partículas que están en movimiento dentro del silo, tal como se observa en la Figura 3.

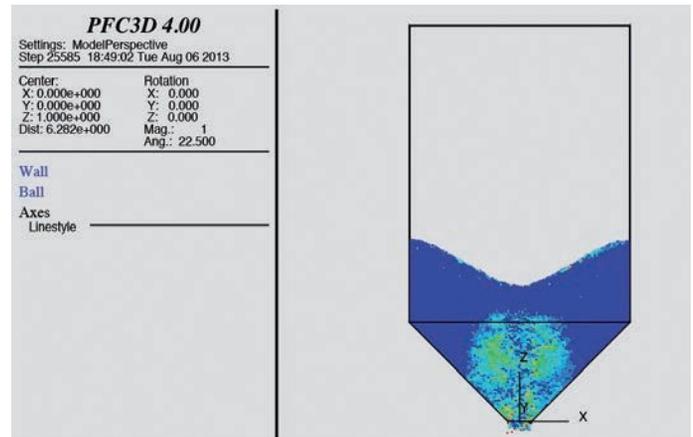
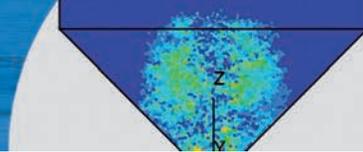


Figura 3: Imagen de la velocidad de las partículas en un instante específico de la simulación, tomada desde las funciones de imagen de PFC

Método FOSM

El método FOSM (First Order Second Moment) se utiliza para determinar los momentos estadísticos de una función de variables aleatorias. En los métodos de primer orden se usa los dos primeros términos de una expansión de la serie de Taylor (7) de la función de desempeño (velocidad de descarga V) para estimar el primer y segundo momento estadístico, es decir, el valor esperado (10) y la varianza de la velocidad (13). El método supone que la diferencia entre la realización de la variable y el valor esperado de la misma es pequeña, por lo que el cuadrado o las potencias de orden mayor son más pequeñas y se pueden ignorar (Baecher y Christian, 2005). Este método se llama de segundo momento porque la varianza tiene la forma de segundo momento y es el resultado estadístico de mayor orden usado en el análisis.

El valor esperado de la función de desempeño, en este caso la velocidad de descarga del silo $E(V)$, se obtiene a partir de la expansión de series de Taylor de la velocidad de descarga V en función de las variables aleatorias x_i que condicionan dicha velocidad:



$$\begin{aligned}
 V(x_1, x_2, \dots, x_n) &= V(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_n}) + \\
 &\frac{1}{1!} \sum_{i=1}^n (x_i - \mu_{X_i}) \frac{\partial V}{\partial x_i} \Big|_m + \\
 &\frac{1}{2!} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n (x_i - \mu_{X_i})(x_j - \mu_{X_j}) \frac{\partial^2 V}{\partial x_i \partial x_j} \Big|_m + \\
 &\frac{1}{3!} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^n (x_i - \mu_{X_i})(x_j - \mu_{X_j}) \\
 &(x_k - \mu_{X_k}) \frac{\partial^3 V}{\partial x_i \partial x_j \partial x_k} \Big|_m + \dots
 \end{aligned} \quad (7)$$

Si se considera que los términos de orden mayor al segundo son aproximadamente cero y se desarrolla la aproximación de Taylor para una función con n variables aleatorias se llega a:

$$\begin{aligned}
 V(x_1, x_2, \dots, x_n) &\approx V(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_n}) + \\
 &\sum_{i=1}^n (x_i - \mu_{X_i}) \frac{\partial V}{\partial x_i} \Big|_m
 \end{aligned} \quad (8)$$

donde μ_{X_i} es el valor promedio de cada una de las variables aleatorias que tienen incertidumbre en la función de desempeño y las derivadas parciales de la velocidad de descarga V son evaluadas en los valores medios de las correspondientes variables aleatorias $m=(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \mu_{X_n})$.

Para encontrar el valor esperado de la función $E(V)$ es necesario integrar el resultado de multiplicar la función de desempeño por la función de distribución de probabilidad conjunta para todos los valores x_i desde $-\infty$ hasta ∞ :

$$\begin{aligned}
 E(V) &= \mu_V \approx V(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_n}) + \\
 &\sum_{i=1}^n \int_{-\infty}^{\infty} (x_i - \mu_{X_i}) f_{x_i}(x_i) dx_i
 \end{aligned} \quad (9)$$

donde cada uno de los términos a la izquierda de la sumatoria se consideran cercanos a cero $(x_i - \mu_{X_i}) \rightarrow 0$. Estos valores multiplicados por la función de la densidad de probabilidad y el diferencial dx_i tienden en consecuencia a cero, por lo que se encuentra una expresión simplificada para el valor esperado de la función de desempeño (velocidad de descarga en el sitio):

$$\begin{aligned}
 E(V) &= \mu_V \approx V(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_n}) + \\
 &\frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \frac{\partial^2 V}{\partial x_i \partial x_j} \Big|_m \text{Cov}(X_i, X_j)
 \end{aligned} \quad (10)$$

El segundo sumando de (10) desaparece cuando las variables aleatorias no están correlacionadas, es decir, cuando $\text{Cov}(X_i, X_j) = 0$:

$$\mu_V = \bar{V} \approx V(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_n}) \quad (11)$$

La varianza de la función de desempeño se obtiene con base en su definición general:

$$\text{Var}(V) = \sigma_V^2 \approx \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \frac{\partial V}{\partial x_i} \Big|_m \frac{\partial V}{\partial x_j} \Big|_m \text{Cov}(X_i, X_j) \quad (12)$$

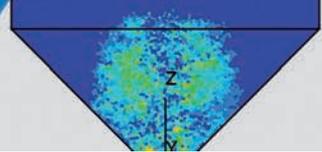
Si se supone que las variables aleatorias son independientes entre sí, la varianza de la velocidad de descarga del silo σ_V^2 se puede simplificar como:

$$\text{Var}(V) = \sigma_V^2 \approx \sum_{i=1}^n \sigma_{x_i}^2 \left(\frac{\partial V}{\partial x_i} \Big|_m \right)^2 \quad (13)$$

donde $\sigma_{x_i}^2$ es la varianza de cada una de las variables aleatorias \square_i mostradas en la Tabla 1. Si hay n variables aleatorias, es necesario evaluar n derivadas parciales de la función de desempeño. Cuando la función de desempeño se puede expresar en forma matemática explícita, la evaluación de cada uno de los términos de la sumatoria se puede hacer de forma analítica. En caso contrario, es necesario desarrollar una aproximación numérica para evaluar las derivadas. Como la función objetivo en este caso es la velocidad de descarga en el silo simulada mediante DEM y no tiene una expresión analítica explícita, es necesario proponer una aproximación numérica que pueda ser usada en esta situación.

Diferencias finitas centrales para determinación de derivadas parciales

El resultado de multiplicar el cuadrado de las derivadas parciales con la varianza de cada una de las variables



aleatorias \square_i brinda información importante sobre la contribución parcial de cada variable aleatoria a la incertidumbre de la función objetivo, en este caso la varianza de la velocidad de descarga del silo de almacenamiento. Este artículo propone evaluar el uso del método de diferencias finitas centrales para la determinación de las derivadas parciales de la varianza de la velocidad de descarga (13).

$$\frac{\partial V}{\partial x_i} \simeq \frac{1}{2\Delta_i} [(V(\bar{x}_1, \bar{x}_2, \bar{x}_i + \Delta_i, \dots, \bar{x}_n) - (V(\bar{x}_1, \bar{x}_2, \bar{x}_i - \Delta_i, \dots, \bar{x}_n))] \quad (14)$$

Para poder desarrollar las derivadas parciales de la función de desempeño con respecto a cada una de las variables aleatorias es necesario definir Δ_i para (14). La magnitud de Δ_i debe ser lo suficientemente pequeña como para que se pueda encontrar la variación de la variable dependiente en dicho intervalo. Sin embargo, el valor Δ_i no puede ser en extremo pequeño porque se empiezan a generar errores debido al carácter "no derivable" o "discontinuo" de la velocidad en el tiempo que entrega el método de elementos discretos. Dado lo anterior, la selección de Δ_i para cada variable aleatoria es un ejercicio de ensayo y error. Después de varias ejecuciones, en el presente trabajo se seleccionó Δ_i con base en la Tabla 1 como una fracción de la desviación estándar de cada variable aleatoria, $\Delta_i = \frac{1}{6}\sigma_{x_i}$.

Una vez se tiene el primer (10) y segundo momento estadístico (13) de la función de variables aleatorias, es necesario seleccionar una función de densidad de probabilidad para determinar la probabilidad que la velocidad sea menor o igual a cero $P(V \leq 0)$, la cual se escoge como criterio para definir la probabilidad de mal funcionamiento o atascamiento del silo. Al no tener mayor información de la forma como se distribuye probabilísticamente la variable en cuanto a sus momentos estadísticos de orden superior (asimetría, curtosis), se propone usar la función de distribución de probabilidad normal en todos los casos.

Resultados

En las Figuras 4 y 5 se presenta como ejemplo particular, la evolución en el tiempo de la simulación de la descarga del silo, de la velocidad de descarga V y de la evaluación de

las derivadas parciales de V con respecto a la variable aleatoria del módulo de elasticidad E .

Para evaluar numéricamente la derivada parcial (14) es necesario evaluar la función (velocidad de descarga) tanto en los valores medios de las variables aleatorias como en el valor medio más y menos $\pm \Delta_i$ para cada instante de tiempo (Figura 4). Con base en estas evaluaciones, es posible calcular numéricamente (14) (derivada parcial de la velocidad con respecto a cada variable aleatoria) tal como se presenta en la Figura 5 e incorporar este resultado en la estimación de la varianza de la velocidad (13).

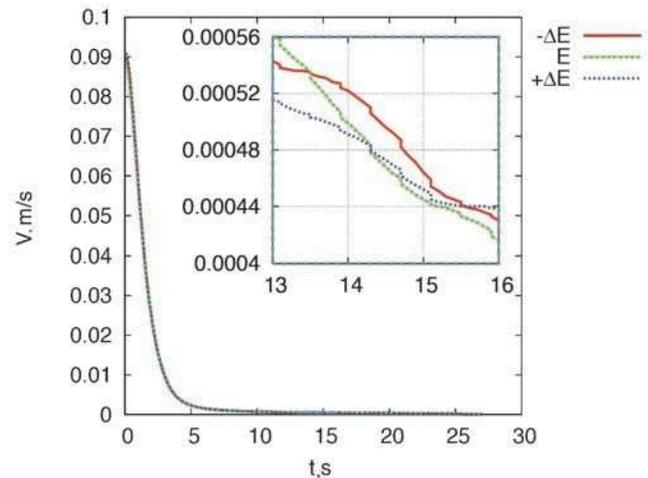


Figura 4: Evolución de la velocidad de descarga del silo para el valor medio del módulo de Young E , más y menos el intervalo empleado en la derivación por diferencias finitas centradas $\Delta_E = \frac{1}{6}\sigma_{x_E}$

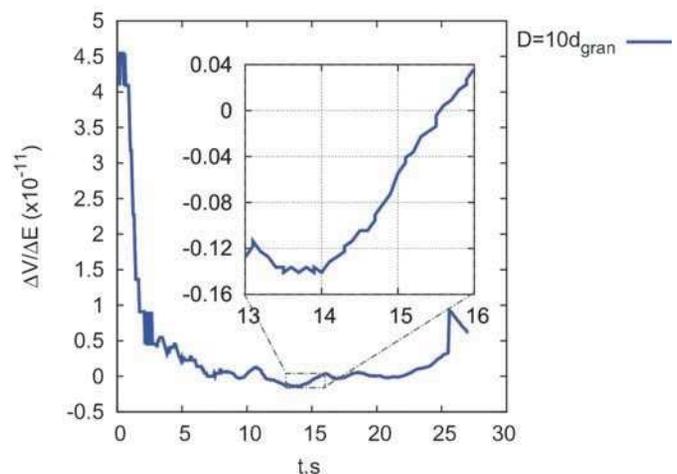
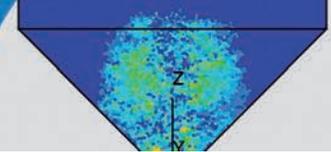


Figura 5: Evolución en el tiempo de la derivada de la velocidad de descarga con respecto al módulo de elasticidad de las esferas E

La Figura 6 describe el comportamiento del valor esperado de la velocidad de descarga en el volumen de control.



Esta velocidad se obtuvo de las simulaciones DEM de los silos en donde se fijaron tres relaciones de abertura de la descarga-diámetro de partícula de $D/d_{gran} = 6, 8, 10$. La simulación se desarrolló completamente hasta que los silos se descargaran completamente. El valor esperado de la velocidad de descarga se calculó con base en (10).

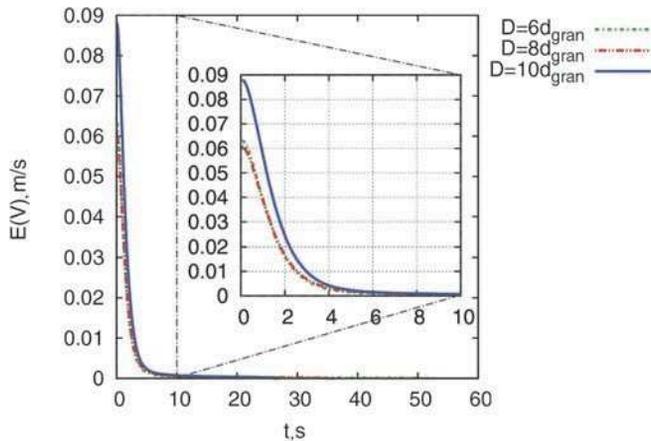


Figura 6: Evolución del valor esperado de la velocidad de descarga del silo en el tiempo $E(V(t))$ para la relación de abertura de descarga - diámetro de la partícula $D/d_{gran} = 6, 8, 10$

Adicionalmente, en la Figura 6 se hace un acercamiento para ver en detalle la evolución en el tiempo de la velocidad de descarga durante los primeros 10 s de descarga de los silos. Se observa que entre más grande sea la relación D/d_{gran} la velocidad de descarga es mayor. Sin embargo, las diferencias entre las relaciones 6 y $8D/d_{gran}$ son menores que entre 8 y $10D/d_{gran}$. Es interesante notar que al inicio del proceso, la velocidad de las partículas en el volumen de control alcanza su valor más alto y a medida que pasa el tiempo la velocidad de descarga disminuye hasta llegar a cero, condición en la cual el silo se ha descargado completamente.

Por otro lado, la Figura 7 muestra la variación de la desviación estándar de la velocidad de descarga del silo en el tiempo para las tres relaciones D/d_{gran} . Se observa que el factor de relación ancho de la descarga - diámetro máximo de la partícula D/d_{gran} influye en la incertidumbre aleatoria de la velocidad de descarga del silo. A mayor relación D/d_{gran} , la desviación estándar de la velocidad se hace más grande, es decir aumenta la incertidumbre en la estimación de la velocidad de descarga.

La Figura 8 presenta la evaluación del coeficiente de variación CoV de la velocidad de descarga de los silos,

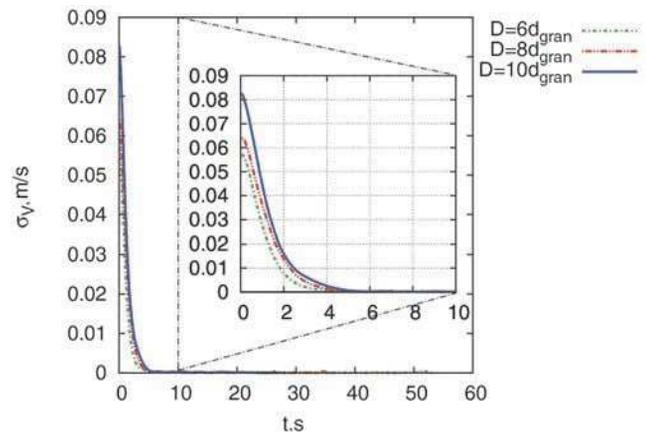


Figura 7: Evolución de la desviación estándar de la velocidad de descarga del silo en el tiempo para relación de abertura de descarga - diámetro de la partícula $D/d_{gran} = 6, 8, 10$

calculada con base en los resultados de las Figuras 6 y 7. No es clara la tendencia de la evaluación de la incertidumbre normalizada cuando se calcula el coeficiente de variación para las diferentes relaciones D/d_{gran} . Por un lado se observa un aumento del valor esperado de la velocidad de descarga cuando crece la relación D/d_{gran} lo que indicaría que la probabilidad de atascamiento disminuiría con el incremento de la relación D/d_{gran} , suponiendo que la desviación estándar se mantenga constante. Por otro lado, la desviación estándar también se incrementa con el aumento de la abertura D/d_{gran} lo que conduciría a que la probabilidad de atascamiento se incremente con el aumento de la relación abertura-diámetro, manteniendo el valor esperado constante. Esto contradeciría la tendencia mencionada anteriormente en función del análisis del valor esperado. Dado lo anterior, y tal como se ve reflejado en la Figura 8, no hay una tendencia claramente establecida de la variación del coeficiente de variación que permita inferir cuál será el comportamiento de la probabilidad de atascamiento para las diferentes relaciones de aberturas-diámetros.

La evolución de la probabilidad de tener una velocidad promedio de descarga en el volumen de control menor o igual que cero $P(\bar{V}) \leq 0$ en función del tiempo para las diferentes relaciones D/d_{gran} se presenta en la Figura 9. Esta probabilidad representa la condición de falla de la operación del silo, es decir, indica el momento en el cual se presentaría la condición de atascamiento en la descarga. La probabilidad asociada a las diferentes relaciones de abertura-diámetro es similar. Al inicio del proceso de

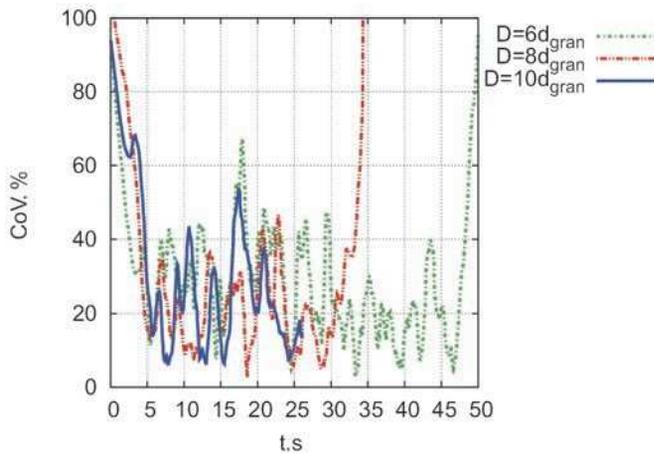


Figura 8: Evolución del coeficiente de variación de la velocidad de descarga en el tiempo

descarga, la probabilidad de atascamiento es mayor con valores entre el 12 y el 18% a pesar que el valor medio de la velocidad en los casos considerados es cercano a 1 m/s. A medida que transcurre el tiempo, la probabilidad de atascamiento disminuye rápidamente acercándose a cero, es decir el material granular fluye libremente por la descarga del silo. Eventualmente se presentan leves aumentos en la probabilidad de atascamiento producto de la no continuidad de la velocidad de descarga durante el proceso. Para tiempos aproximados de 25, 34 y 50 s se observa que la probabilidad de atascamiento aumenta vertiginosamente para relaciones $D/d_{\text{gran}} = 6, 8, \text{ y } 10$ respectivamente con valores de $P(\bar{V}) \approx 0.5$ (en la Figura 9 se muestra únicamente la escala vertical hasta valores de 0.2).

Al final del proceso de descarga del silo, se registran probabilidades de atascamiento cercanas a cero para las tres relaciones abertura-diámetro de las partículas. En realidad, esto no representa una situación de atascamiento de partículas. El aumento observado de la probabilidad de atascamiento está asociado a que la velocidad de las partículas en el volumen de control se hace cero ya que el silo se descargó completamente. Es decir, el momento en que se vacía el silo se ve mejor reflejado en la cuantificación de la probabilidad de atascamiento de la Figura 9 que en la Figura 6, aunque físicamente el silo en realidad no experimenta atascamiento en la descarga.

Es importante anotar que se deben presentar diferencias en los resultados cuando el análisis se hace en dos o tres

dimensiones. La condición de fricción de las paredes es mayor que la fricción entre partícula y partícula, por lo que se espera que las probabilidades de atascamiento sean mayores en un análisis de 3 dimensiones. Sin embargo, el procedimiento propuesto en este artículo tiene la versatilidad de poderse utilizar en un análisis bidimensional o tridimensional sin necesidad de introducir cambio alguno en la formulación.

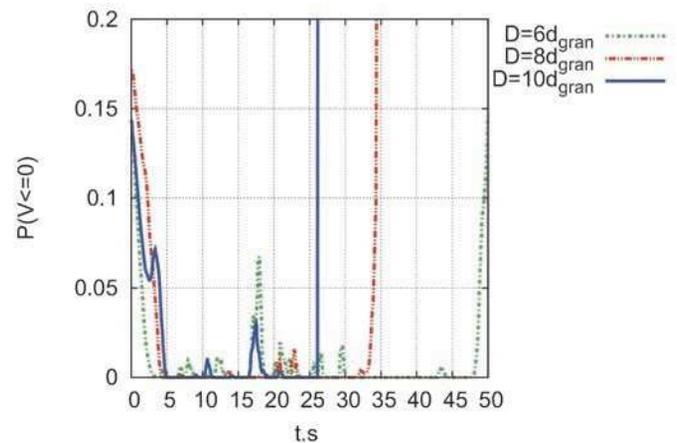


Figura 9: Evolución de la probabilidad de tener velocidad de descarga menor o igual a cero en función del tiempo

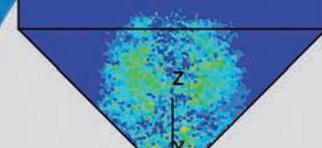
Conclusiones

Esta investigación introduce un procedimiento novedoso para la evaluación de la confiabilidad en la resolución de problemas simulados con el método de elementos discretos DEM.

Se presentó la implementación numérica de la teoría *First Order Second Moment* en el análisis de la probabilidad de atascamiento en silos de almacenamiento de granos, con el objeto de incorporar la incertidumbre aleatoria de los parámetros físicos que permiten modelar la interacción entre esferas que representan materiales granulares.

La metodología propuesta permite analizar la influencia de cada variable aleatoria en la incertidumbre de una función de desempeño, por medio del estudio de la evolución de la contribución de cada variable a la varianza de la función.

En el caso particular de la simulación de la descarga de un material granular almacenado en un silo, se pudo concluir que la relación entre el diámetro de la abertura y el tamaño máximo de los granos influye directamente en la velocidad de descarga, en el aumento de la incertidumbre en la



estimación de la velocidad, así como en la probabilidad de atascamiento del sistema.

En términos generales se observa que la probabilidad de atascamiento, es decir, la probabilidad de tener velocidades menores que cero, es mayor a medida que la relación D/d_{gran} es menor. Lo anterior se puede deber a que a medida que la abertura de la boca de descarga es menor, se presenta mayor interacción entre las partículas generando un posible efecto de arco. Dicha interacción se ve reflejada en el aumento en el coeficiente de variación de la velocidad de descarga que a su vez genera mayores probabilidades de atascamiento.

Se demuestra el potencial uso del procedimiento propuesto y se abre la puerta para seguir trabajando en aplicaciones para la ingeniería y la industria en donde los materiales granulares son el objeto de análisis y su naturaleza particulada se ve mejor representada con técnicas de modelación discreta.

La combinación planteada en este artículo entre métodos de análisis basados en la confiabilidad y técnicas de simulación numérica discreta permitirá tomar mejores decisiones en el futuro acerca de las condiciones mecánicas requeridas para disminuir de forma racional la probabilidad de falla de cualquier sistema geotécnico.

Agradecimientos

Los autores agradecen a la Pontificia Universidad Javeriana sede Bogotá por el apoyo económico al presente trabajo por medio de la financiación del proyecto de investigación 4709 - Inestabilidades en materiales granulares, un estudio a nivel de la microescala.

Referencias

Baecher, G. B. and Christian, J. T. (2005). *Reliability and statistics in geotechnical engineering*. Wiley

Cherubini, C. (2000). Probabilistic approach to the design of anchored sheet pile walls. *Computers and Geotechnics* 26(3):309–330.

Cundall, P. A. and Strack, O. D. L. (1979). A discrete numerical model for granular assemblies. *Géotechnique* 29(1):47–65.

Fernández Llana, D. (2010). *Determinación de parámetros utilizados en las simulaciones DEM*. Tesis de Máster, Universidad Politécnica de Madrid

Itasca (2007). Particle flow code 3D, version 4D. Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis, MN, USA

Jiang, M., Yu, H.-S. and Leroueil, S. (2007). A simple and efficient approach to capturing bonding effect in naturally microstructured sands by discrete element method. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 69(6):1158–1193

Johnson, K. L. (1987). *Contact mechanics*. Cambridge University Press.

Kwak, K., Kim, K. J., Huh, J., Lee, J. H. and Park, J. H. (2010). Reliability-based calibration of resistance factors for static bearing capacity of driven steel pipe piles. *Canadian Geotechnical Journal* 47(5):528–538.

Lobo-Guerrero, S. and Vallejo, L. E. (2005). Discrete element method evaluation of granular crushing under direct shear test conditions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 131(10):1295–1300.

Mendoza, C., Ramos, A. M., Cunha, R. y Lizcano, A. (2011). Análisis del proceso constructivo y variabilidad de parámetros geotécnicos en la capacidad de carga de micropilotes usando elementos finitos aleatorios. *Obras y Proyectos* 11:61–70.

Moarefy, P. and Verdel, T. (2008). The probabilistic distinct element method. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 32(5):559–577.

O'Sullivan, C. (2011). *Particulate Discrete Element Modelling: A Geomechanics Perspective*. Applied Geotechnics. Spon Press/Taylor & Francis. Wiltshire, Great Britain.

Shen, H. and Abbas, S. M. (2013). Rock slope reliability analysis based on distinct element method and random set theory. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 61:15 – 22.

Vanmarcke, E. and Grigoriu, M. (1983). Stochastic finite element analysis of simple beams. *Journal of Engineering Mechanics* 109:1203–1214.

Estudios de Mécanica de Suelos - Ensayos apoyados en Laboratorios acreditados ante INN
Confección de Prospecciones: Calicatas, Sondajes Terrestres y Marítimos de Percusión y Rotación
Inspección de Obras asociadas a la materia - Asistencia Técnica - Topografía
Estudios Geológicos confeccionados por profesionales competentes
Estudios Geofísicos de Ondas de Corte: Método de Refracción de Microtremores (ReMi),
Ensayos UP-HOLE, DOWN-HOLE, CROSS-HOLE.



EMPRO Ltda.

Ensayos de Materiales y Prospecciones Limitada

Suelos - Hormigones - Asfaltos

25 años

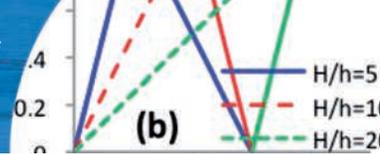
al servicio de la región y el país

Ingeniería
Mecánica de Suelos
Fundaciones
Taludes
Mejoramiento de Terreno

Prospección de Suelos
Sondajes Marítimos
Sondajes Terrestres
Calicatas

Control de Obras Civiles
Densidad In Situ
Hormigones
Asfaltos

Laboratorio Acreditado
bajo NCh-ISO 17025 y
registro vigente MINVU



An enriched constitutive modelling framework for localised failure of geomaterials

Marco para un modelo constitutivo extendido para geomateriales con fallas localizadas

Fecha de entrega: 6 de diciembre 2013

Fecha de aceptación: 5 de mayo 2014

Giang D. Nguyen

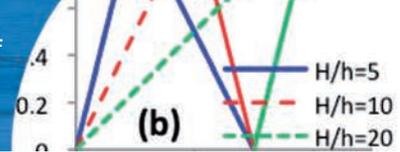
School of Civil, Environmental and Mining Engineering, North Terrace Campus, The University of Adelaide, SA 5005 Australia, g.nguyen@adelaide.edu.au

Localised failure in geomaterials is preceded and accompanied by intensive deformation and irreversible micro-structural changes of the material in a small but finite size region. Shear, compaction, and dilation bands observed in soils and porous rocks are typical examples of phenomena that lead to localised failure. The width h of the localisation band has been experimentally shown to be a physical quantity related to the microstructure of the material. On the other hand, numerical methods for the solution of boundary value problems usually introduce another length scale H , as a result of the spatial discretisation of the considered domain into smaller ones over which the constitutive response of the material is defined in terms of incremental stress-strain relationships. While h , as a physical quantity, is fixed, H varies with the resolution of the numerical discretisation. Since h scales with the material microstructure and therefore is usually much smaller than the resolution of the numerical discretisation, the case $H > h$ is considered in this study, e.g. failure behaviour governed by a localisation band of width h embedded in an elastic bulk of nominal side H . We present a general constitutive modelling framework to connect these two scales, and corresponding responses of the materials inside and outside the localisation zone. We demonstrate how this approach can help obtain physically meaningful solutions that are independent of the spatial discretisation in numerical analysis. Numerical analyses of localised failure in quasi-brittle materials are used to further highlight the features and applicability of the proposed approach.

Keywords: length scales, constitutive modelling, localised failure, discontinuity, bifurcation, damage, fracture energy

Fallas localizadas en geomateriales están precedidas y se dan en conjunto con deformaciones intensas y cambios micro estructurales irreversibles del material en una región de tamaño finito, pero pequeña. Corte, compactación y bandas de dilatación observables en suelos y rocas porosas son ejemplos típicos de fenómenos que conducen a fallas localizadas. Ha sido experimentalmente demostrado que el ancho h de la banda de localización es una cantidad física relacionada con la micro estructura del material. Por otro lado, métodos numéricos para la resolución de problemas de valor en la frontera usualmente introducen otra longitud de escala H como un resultado de la discretización espacial del dominio considerado en partes más pequeñas sobre el cual la respuesta constitutiva del material está definida en términos de relaciones incrementales de tensión-deformación. Mientras h como cantidad física está fija, H varía con la resolución de la discretización numérica. Dado que h escala con la micro estructura del material y por lo tanto es usualmente mucho más pequeño que la resolución de la discretización numérica, el caso $H > h$ es considerado en este estudio, por ejemplo el comportamiento en falla gobernado por una banda de localización de ancho h inserta en una masa elástica de lado nominal H . Se presenta un marco de modelamiento constitutivo general para conectar estas dos escalas, y las respuestas correspondientes del material dentro y fuera de la zona de localización. Se demuestra como esta estrategia puede ayudar a obtener soluciones con significado físico que son independientes de la discretización espacial en análisis numéricos. Análisis numéricos de falla localizada en materiales cuasi frágiles son además usados para destacar las características y aplicabilidad de la estrategia propuesta.

Palabras clave: escalas de longitud, modelo constitutivo, falla localizada, discontinuidad, bifurcación, daño, energía de fracturación



Introduction

Failure of geomaterials such as the formation of sea ice leads in the Arctic (Jirasek and Bazant, 1995; Sulsky *et al.*, 2007), rock fracture in underground mining, etc., usually involves the material behaviour at various scales and stages of deformation. In particular, inelastic deformation and fracture localise in narrow zones, while the surrounding bulk, usually of several orders of magnitude larger in extent, is unloading elastically. Numerical modelling of such large scale failure processes (dimensions of several kilometres) is computationally challenging, as the behaviour of the material inside and outside the localisation zone should be incorporated in a numerical model. In this regard, classical continuum models usually lack a length scale to correctly capture the localised failure of softening materials. While enrichment of such models with an internal length through the use of nonlocal/gradient regularisation (Pijaudier-Cabot and Bazant, 1987; Chen and Schreyer, 1987) is a mathematically and probably physically rigorous way, the application of such enhancements is severely restricted by the available computational resources. This is because the locations of the failure zones are generally unknown and the considered domain can be of several orders of magnitude bigger than the characteristic width h of the localisation zone, resulting in a very high resolution of the discretisation, and consequently very large model size.

In the literature, fracture energy regularisation based on the smeared crack concept (Cedolin and Bazant, 1980) is probably the simplest way to cope with softening-related issues in the failure analysis of solids/structures. However, this suffers from the drawback that the constitutive behaviour must be unphysically scaled with the resolution of the discretisation to meet the requirement on the energy dissipation. In addition, once a coarse spatial discretisation is used (*e.g.* in large scale analysis), the specific fracture energy obtained from the (surface) fracture energy and the resolution of the discretisation (see equation (8) below) becomes smaller than the elastic strain energy at peak (Jirasek and Bazant, 1995), resulting in the inadmissible snapback instability in the constitutive response. Other enhancements to the discretisation scheme include Enhanced Assumed Strain EAS (*e.g.* Larsson *et al.*, 1996; Oliver, 1996; Borja, 2000; Foster *et al.*, 2007) and XFEM, the eXtended Finite Element Methods (*e.g.* Wells and

Sluys, 2001; Samaniego and Belytschko, 2005; Sanborn and Prévost, 2011). These more sophisticated methods have been extensively used to address failure modelling at large scales, *e.g.* $H > h$, and usually idealise the finite width localisation zone as a zero thickness surface across which the displacement field is discontinuous (the strong discontinuity case). We are also aware of earlier works on weak discontinuity (*e.g.* only the strain field is discontinuous) using the localisation zone embedded in finite elements (*e.g.* Belytschko *et al.*, 1988; Sluys and Berends, 1998; and Garikipati and Hughes, 2000). The key idea of these approaches is to enhance the deformation mode of the special finite element so that both inelastic behaviour in the localisation zone and the elastic shrinking of the bulk continuum can be adequately accounted for. As a consequence, all such approaches involve finite element re-formulations, *e.g.* modification and/or introduction of shape functions, and hence result in the dependence of the approach on the type of finite element used for the numerical discretisation. Can we come up with a methodology better than the smeared crack approach, but less complex than the EAS or XFEM?

The key idea described in the present paper is to enhance the constitutive behaviour description, rather than the finite element formulation, with a length scale related to the width of the localisation zone used for large scale analysis of failure, *e.g.* $h < H$. We address the nature of the localised failure from the constitutive modelling point of view without having to resort to variational formulations for the discretisation using the finite element method. The interface with any spatial discretisation scheme is taken into account only through the size h of the sub-domain (Figure 1), while connection with any kind of constitutive behaviour is specified through its tangent stiffness. The proposed approach is therefore straightforwardly applicable to any material model and any spatial discretisation scheme.

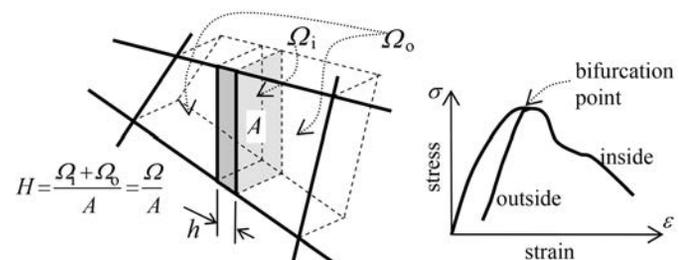
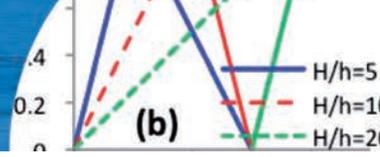


Figure 1: Localisation zone (shaded) embedded in a volume (Nguyen *et al.*, 2012)



Constitutive modelling framework

We aim to develop at first a general framework that can fit any constitutive model. The starting point is the localisation zone of size h embedded in a volume of nominal size H , introduced in relation to the Fracture Process Zone FPZ observed in the failure of quasi-brittle materials, or the shear band in soils. This is the stage beyond the homogeneous deformation of the material (Figure 1), *e.g.* at the onset or after the bifurcation of the material behaviour (Borja, 2000). It is assumed in this framework that, during further deformation, the material undergoes elastic unloading in the region outside the localisation zone. While h is related to the inelastic behaviour and failure at the lower scale, the size H of the elastic bulk is merely a numerical feature resulting from the discretisation of the domain under consideration. Grid spacing in the finite difference method and the domain size ascribed to an integration point in the finite element method are typical examples of the meaning we attach to the discretisation characteristic size H . As a consequence, H can vary depending on the required resolution of the numerical discretisation, while h can be considered a material property and hence is invariant with the numerical discretisation. We view the configuration at failure in Figure 1 as a composite material consisting of two phases: an inelastic localisation zone embedded in an elastic bulk. For this, the linear scaling of the total strain rate applies:

$$\dot{\boldsymbol{\epsilon}} = f \dot{\boldsymbol{\epsilon}}_i + (1-f) \dot{\boldsymbol{\epsilon}}_o \quad (1)$$

where $f = h/H$ is the volume fraction of the embedded localisation zone in Ω and subscripts “i” and “o” are used to denote quantities belonging to the behaviour inside and outside the localisation zone, respectively (Figure 1). Across the boundary of the localisation zone, the internal equilibrium in terms of traction continuity must be met, enforcing coupling between the inelastic localisation zone and outside elastic bulk. In other words, the elastic bulk is enhanced by the inelastic behaviour of the localisation zone (Nguyen *et al.*, 2012). Denoting \mathbf{n} the normal vector, $[\dot{\mathbf{u}}]$ the relative velocity between opposite sides of the localisation band, and adopting the following form for the strain rate $\dot{\boldsymbol{\epsilon}}_i$ inside the localisation band (Vardoulakis *et al.*, 1978; Kolymbas, 2009; neglecting the small homogeneous term in $\dot{\boldsymbol{\epsilon}}_i$):

$$\dot{\boldsymbol{\epsilon}}_i = \frac{1}{h} (\mathbf{n} \otimes [\dot{\mathbf{u}}])^s = \frac{1}{2h} (\mathbf{n} \otimes [\dot{\mathbf{u}}] + [\dot{\mathbf{u}}] \otimes \mathbf{n}) \quad (2)$$

the relaxation strain rate $\dot{\boldsymbol{\epsilon}}_o$ of the elastic bulk is:

$$\begin{aligned} \dot{\boldsymbol{\epsilon}}_o &= \frac{1}{1-f} (\dot{\boldsymbol{\epsilon}} - f \dot{\boldsymbol{\epsilon}}_i) = \frac{1}{1-f} \left[\dot{\boldsymbol{\epsilon}} - f \frac{1}{h} (\mathbf{n} \otimes [\dot{\mathbf{u}}])^s \right] \\ &= \frac{1}{1-f} \left[\dot{\boldsymbol{\epsilon}} - \frac{1}{H} (\mathbf{n} \otimes [\dot{\mathbf{u}}])^s \right] \end{aligned} \quad (3)$$

For elastic unloading of the bulk material with stiffness modulus \mathbf{a}_o , the stress rate $\dot{\boldsymbol{\sigma}}$ of the continuum model is (Nguyen *et al.*, 2012):

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \dot{\boldsymbol{\sigma}}_o = \mathbf{a}_o : \dot{\boldsymbol{\epsilon}}_o = \frac{1}{1-f} \mathbf{a}_o : (\dot{\boldsymbol{\epsilon}} - f \dot{\boldsymbol{\epsilon}}_i) \quad (4)$$

Inside the localisation zone, the constitutive relationship rate is assumed of the general form:

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}}_i = \mathbf{a}_i : \dot{\boldsymbol{\epsilon}}_i \quad (5)$$

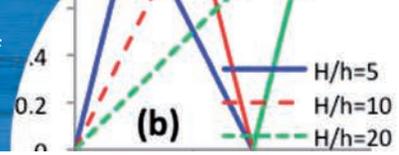
where \mathbf{a}_i is the tangent stiffness. The above two equations are linked through the internal equilibrium dictating the continuity of traction across the boundary of the localisation zone:

$$(\dot{\boldsymbol{\sigma}} - \dot{\boldsymbol{\sigma}}_i) \cdot \mathbf{n} = 0 \quad (6)$$

The distinction from a regular constitutive model lies in the coupled equations (4-6). From (4), in order to obtain the stress rate $\dot{\boldsymbol{\sigma}}$ from a given strain rate $\dot{\boldsymbol{\epsilon}}$, the constitutive equation (5) dictating the inelastic response of the localisation band, together with the internal equilibrium equation (6), are needed. The volume fraction f and the inelastic response inside the localisation zone contribute to the relaxation of the stress rate in the elastic bulk. Equations (4-5) can be worked out to result in the following form of stress-strain relationship (Nguyen *et al.*, 2012):

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \frac{1}{1-f} \mathbf{a}_o : \left[\dot{\boldsymbol{\epsilon}} - \frac{1}{H} (\mathbf{n} \otimes (\mathbf{C}^{-1} \cdot (\mathbf{a}_o : \dot{\boldsymbol{\epsilon}}) \cdot \mathbf{n}))^s \right] \quad (7)$$

where $\mathbf{C} = \frac{1}{H} (\mathbf{n} \cdot \mathbf{a}_i \cdot \mathbf{n}) + (1-f) \frac{1}{h} (\mathbf{n} \cdot \mathbf{a}_i \cdot \mathbf{n})$ is a tensor obtained from the sizes and acoustic tensors of the behaviours inside and outside the localisation band. As can be seen, the overall constitutive behaviour in this case takes into account both the responses and sizes of inelastic and elastic



zones, in addition to the anisotropy introduced by the localisation. Size effects are therefore explicitly integrated in the constitutive behaviour.

What are the new features?

The above approach can be viewed as a two-stage smearing process. The velocity jump $[\dot{\mathbf{u}}]$ between the two sides of the localisation band is at first smeared over the localisation band with physical size h (equation (2)). Therefore the integration of inelastic constitutive behaviour for stress and internal variables in the localisation zone is only related to this physical size and are invariant with respect to the discretisation size H . To obtain the relaxation strain rate and then stress rate of the elastic bulk, a compatibility argument (equation (3)) is utilised, effectively consisting of further smearing of the velocity jump $[\dot{\mathbf{u}}]$ over the discretisation size H . The difference with the traditional smeared crack approach is obvious: in the latter, everything is smeared over the discretisation size H , meaning that the constitutive response must vary with the resolution of the discretisation to maintain the same amount of energy dissipation. As a consequence, very big H required in large scale modelling due to limited computing resource leads to unphysical scaling of model parameters which may still be unable to prevent snapback in the constitutive behaviour (e.g. Jirasek and Bazant, 1995; Sulsky *et al.*, 2007).

The current approach, in contrast, gives a direct access to additional degrees of freedom related to the strain within the localisation band of size h , in which the constitutive law is physical and hence does not snap back. Numerically, this means that the stress return algorithms for rate constitutive equations can always be performed.

We illustrate the above points using a simple constitutive model in 1D setting (Figure 2). This is a softening behaviour observed in failure of quasibrittle materials like rocks or concrete in which the pre- and post-peak responses are represented by the slopes a_0 and a_i of the stress-strain curve. The material is homogeneous up to the peak point, after which the response bifurcates into two branches with slopes a_i and a_0 corresponding to the inelastic behaviour inside the Fracture Process Zone FPZ of size h and elastic behaviour in the outside bulk of size $H-h$ (Figure 2).

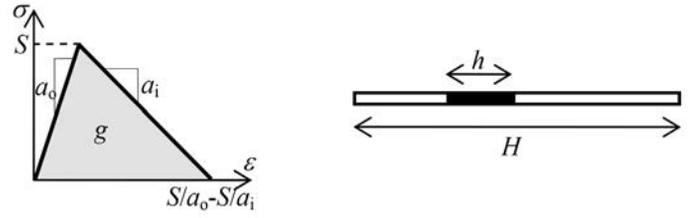


Figure 2: 1D constitutive behaviour and corresponding sizes

The relationship between the FPZ size h , specific dissipation g , as the area under the stress-strain curve, and fracture energy G , as the energy released due to the creation of new surface area can be written as:

$$G = hg = \frac{hS^2}{2} \frac{a_i - a_0}{a_i a_0} \quad (8)$$

The internal equilibrium in this 1D case reads: $\dot{\sigma}_0 = \dot{\sigma}_i$ while the strain rate inside the FPZ takes the simple form $\dot{\epsilon}_i = [\dot{u}]/h$. From equations (4-6) we can write:

$$\frac{1}{1-f} a_0 (\dot{\epsilon} - f \dot{\epsilon}_i) = a_i \dot{\epsilon}_i \quad (9)$$

This results in the strain rate $\dot{\epsilon}_i$ inside the localisation zone in terms of the total strain rate $\dot{\epsilon}$, as:

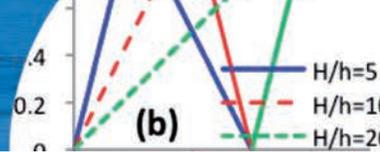
$$\dot{\epsilon}_i = \frac{a_0 \dot{\epsilon}}{(1-f)a_i + f a_0} \quad (10)$$

Using (4), we can then write the stress rate $\dot{\sigma}$ in terms of strain rate $\dot{\epsilon}$, as:

$$\dot{\sigma} = \frac{1}{1-f} a_0 (\dot{\epsilon} - f \dot{\epsilon}_i) = \frac{a_i a_0 \dot{\epsilon}}{(1-f)a_i + f a_0} \quad (11)$$

In the context of quasibrittle failure, the fracture energy G (equation (8)) is a material constant representing the contributions from the release of surface energy due to micro-cracking in the FPZ of size h . Therefore the inelastic behaviour in the localisation zone characterised by the softening modulus a_i (Figure 2) is dependent on G and the size h of the FPZ, as intrinsic material parameters. Expressing everything in terms of G and h , we obtain:

$$\dot{\epsilon}_i = \dot{\epsilon} \left(1 - \frac{2Ga_0}{hS^2} \right) \Big/ \left(1 - \frac{2Ga_0}{HS^2} \right) \quad (12)$$



$$\dot{\sigma} = a_0 \dot{\epsilon} / \left(1 - \frac{2Ga_0}{HS^2} \right) \quad (13)$$

The stress rate in (13) is exactly that obtained from a smeared crack approach, *e.g.* smearing G over the size H of the finite element. Snapback in the overall response, *e.g.* $\dot{\sigma}/\dot{\epsilon} > 0$ and $\dot{\sigma} < 0$, is present if H is sufficiently large to make the denominator positive. However, the constitutive response is integrable thanks to the use of an internal equilibrium equation (6), together with the enrichment stress σ_i and strain ϵ_i . Regardless of the discretisation size H , the strain rate $\dot{\epsilon}_i$ of the response inside the FPZ is always a positive quantity representing the separation of the material. Therefore beyond the elastic regime, a negative value of $\dot{\epsilon}$, due to snapback in the overall response, still results in a positive strain rate $\dot{\epsilon}_i$ for the integration of inelastic incremental constitutive equations. In the context of numerical failure analysis, ϵ_i is monotonically increasing with failure progression and it can be used as a control parameter in any indirect displacement control solution schemes (*e.g.* the local arc-length control by May and Duan (1997) and Yang and Proverbs, (2004)).

Physically, snapback in a structural sense (*e.g.* finite element response) is a consequence of insufficient resolution of the discretisation in large scale failure analysis that, according to the literature, usually requires the enhancement of deformation mode of finite elements, *e.g.* using EAS or XFEM type enrichments. The proposed framework is another kind of enhancement, relying solely on the constitutive behaviour at integration point level with the use of the enrichment stress σ_i and strain ϵ_i . The advantage over traditional smeared crack is obvious, while the simplicity and practicality advantages over sophisticated enrichment methods like EAS or XFEM can also be seen. We will further illustrate this point in a forthcoming paper.

Numerical examples

The first numerical example shows the response of a bar of length H , with unit cross sectional area and an embedded FPZ of size h (see Figure 2). Only the constitutive response is concerned in this example, which is equivalent to the behaviour of a single linear 1D finite element of length H . The fracture energy is taken as 15 times the elastic strain energy at peak. Figure 3b shows the effects of varying the

bar length H on the overall response, while keeping h fixed. It can be seen that regardless of the response, the area under the stress-displacement curve remains unchanged and is always equal to the dissipation in the FPZ (see equation (8)). The stress strain response inside the FPZ (Figure 3a) is invariant with the size H , while that is not the case with smeared crack approach (Figure 3c) due to the fact that everything is smeared over the bar length H . In short, the single stress component in the smeared crack approach requires the variation of the constitutive behaviour with respect to the discretisation to meet the requirement on the dissipation. The stress-strain behaviour in such cases just reflects the overall stress-displacement response, *e.g.* essentially strain is obtained by smearing the displacement over the length H . The coupled stresses in the proposed constitutive modelling framework allow us to keep a meaningful constitutive response inside the FPZ that is invariant with the discretisation (Figure 3a). Essentially, all parameters of the model remain unchanged with respect to the resolution of the discretisation, a property that is missing in traditional smeared crack approach.

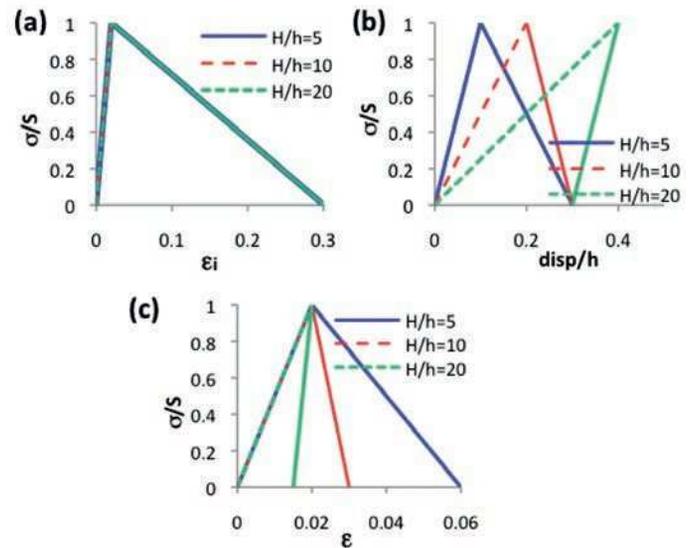
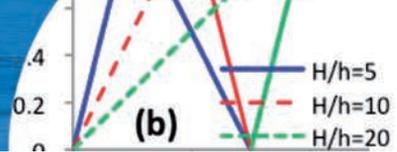


Figure 3: Size effects on constitutive behaviour: a) normalised stress-strain response in the FPZ, b) normalised stress-normalised displacement, and c) normalised stress-strain response of a smeared crack model

In the second example, a 10 mm long bar, clamped at one end and free at the other, is discretised using 2D finite elements under plane strain conditions. Localised failure is triggered off by weakening the element next to the clamp (tensile strength reduced by 10%). We used a linear softening law (see expressions (8-13)) with the following



properties: Young's modulus $E = 30000$ MPa, Poisson's ratio $\nu = 0.2$, tensile uniaxial strength $S = 3$ MPa, and fracture energy $G = 0.0015$ Nmm/mm². Figure 4a shows that the structural response of the bar is insensitive to the discretisation. The evolution of the displacement profiles in 2 cases, coarse and fine meshes, are also depicted and seen to coincide above the resolution of the coarse mesh.

In the third example, a three point bending test is analysed using a simplified version of the constitutive model proposed in Nguyen and Korsunsky (2008), embedded in the above constitutive modelling scheme. The model is implemented in an in-house numerical code based on the Material Point Method MPM (Sulsky *et al.*, 1995). Details on the implementation of the model along with some computational issues related to the application of the proposed scheme will be covered in a forthcoming paper. The geometrical data and material properties are taken from the experimental test of Petersson (1981) and illustrated in Figure 5. As can be seen in Figure 5, the numerical responses are insensitive to the resolution of the discretisation and also the integration scheme of the MPM. Integration schemes using 4 and 16 material points MPs per element result in almost same response. In all cases, the numerical predictions closely follow the experimental trends.

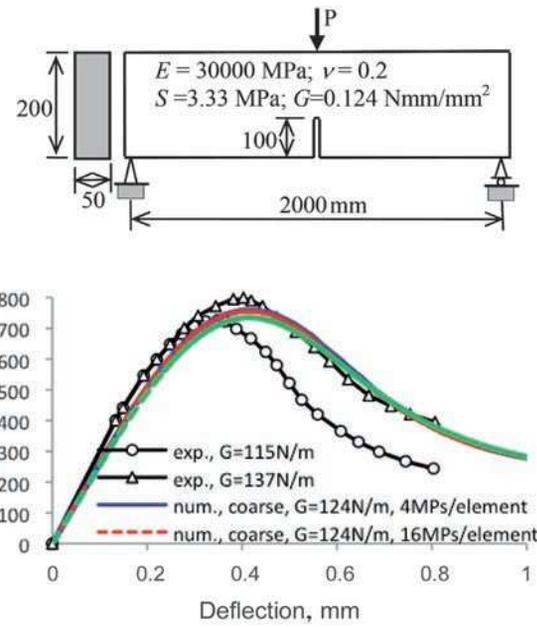


Figure 5: Three-point bending test: geometry and load-deflection response

Conclusions

We developed a new framework that allows the integration of a length scale in constitutive models. The development is based on the localised nature of failure in geomaterials and utilises the internal equilibrium across the localisation band. This results in constitutive models possessing a length scale, and featuring coupled stress behaviour. The fact that both kinematical compatibility and traction continuity are enforced at the constitutive level in the formulation, *e.g.* at integration points, makes the implementation in any numerical code straightforward. As a consequence, the new approach is applicable to any existing constitutive model and also any discretisation scheme. This is totally different from traditional approaches that always require the unphysical scaling of model parameters with the resolution of the discretisation (*e.g.* smeared crack approach), or modification of existing finite elements (*e.g.* EAS or XFEM). Numerical examples in this paper, in the context of quasibrittle failure, demonstrate the essential features and the promising performance of the new approach.

Acknowledgements

Financial support from the Australian Research Council for project DP1093485 is gratefully acknowledged.

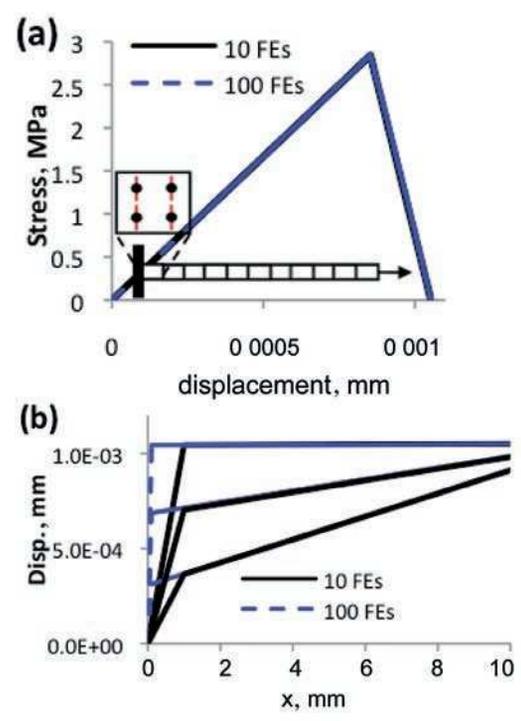
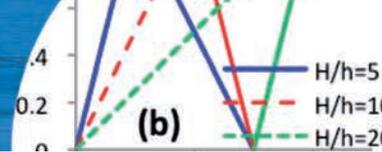


Figure 4: A bar under tension: a) load-displacement response, and b) displacement profiles



References

- Belytschko, T., Fish, J. and Engelmann, B.E. (1988). A finite element with embedded localization zones. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* **70**, 59-89
- Borja, R.I. (2000). A finite element model for strain localization analysis of strongly discontinuous fields based on standard Galerkin approximation. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* **190**, 1529-1549
- Cedolin L. and Bazant, Z.P. (1980). Effect of finite element choice in blunt crack band analysis. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* **24**(3):305-316
- Chen, Z. and Schreyer, H.L. (1987). Simulation of soil-concrete interfaces with nonlocal constitutive models. *Journal of Engineering Mechanics* **113**, 1665-1677
- Foster, C.D., Borja, R.I. and Regueiro, R.A. (2007). Embedded strong discontinuity finite elements for fractured geomaterials with variable friction. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* **72**, 549-581
- Garikipati, K. and Hughes, T.J.R. (2000). A variational multiscale approach to strain localization - formulation for multidimensional problems. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* **188**(1-3), 39-60
- Jirasek, M. and Bazant, Z.P. (1995). Particle model for quasibrittle fracture and application to sea ice. *Journal of Engineering Mechanics* **121**, 1016-1025
- Kolymbas, D. (2009). Kinematics of shear bands. *Acta Geotechnica* **4**, 315-318
- Larsson, R., Runesson, K. and Sture, S. (1996). Embedded localization band in undrained soil based on regularized strong discontinuity—theory and FE-analysis. *International Journal of Solids and Structures* **33**, 3081-3101
- May, I.M. and Duan, Y. (1997). A local arc-length procedure for strain softening. *Computers & Structures* **64**(1-4), 297-303
- Nguyen, G.D., Einav, I. and Korsunsky, A.M. (2012). How to connect two scales of behaviour in constitutive modelling of geomaterials. *Géotechnique Letters* (special issue on Geomechanics Across the Scales) **2**(3), 129-134
- Nguyen, G.D. and Korsunsky, A.M. (2008). Development of an approach to constitutive modelling of concrete: isotropic damage coupled with plasticity. *International Journal of Solids and Structures* **45**(20), 5483-5501
- Oliver, J. (1996). Modelling strong discontinuities in solid mechanics via strain softening constitutive equations. Part 1: fundamentals. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* **39**, 3575-3600
- Petersson, P.E. (1981). Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials. Report TVBM-1006, Div. of Build. Mat., Lund Institute of Technology, Lund, Sweden
- Pijaudier-Cabot, G. and Bazant, Z.P. (1987). Nonlocal damage theory. *Journal of Engineering Mechanics* **113**(10), 1512-1533
- Samaniego, E. and Belytschko, T. (2005). Continuum-discontinuum modelling of shear bands. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* **62**, 1857-1872
- Sanborn, S.E. and Prévost, J.H. (2011). Frictional slip plane growth by localization detection and the extended finite element method (XFEM). *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* **35**, 1278-1298
- Sluys, L.J. and Berends, A.H. (1998). Discontinuous failure analysis for mode-I and mode-II localization problems. *International Journal of Solids and Structures* **35**, 4257-4274
- Sulsky D., Zhou S-J. and Schreyer, H.L. (1995). Application of a particle-in-cell method to solid mechanics. *Computer Physics Communications* **87**, 236-252
- Sulsky, D., Schreyer, H., Peterson, K., Kwok, R. and Coon, M. (2007). Using the material-point method to model sea ice dynamics. *Journal of Geophysical Research* **112**, C02S90
- Vardoulakis, I., Goldscheider, M. and Gudehus, G. (1978). Formation of shear bands in sand bodies as a bifurcation problem. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* **2**, 99-128
- Wells, G.N. and Sluys, L.J. (2001). A new method for modelling cohesive cracks using finite elements. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* **50**, 2667-2682
- Yang, Z.J. and Proverbs, D. (2004). A comparative study of numerical solutions to non-linear discrete crack modeling of concrete beams involving sharp snap-back. *Engineering Fracture Mechanics* **71**, 81-105



Vía Interlaguna 406 - Parque Industrial Ejército - Concepción - Chile
 Mail: liem_concepcion@liem.cl - liem.ingenieria@liem.cl - Fono: 56 41 2853888 - Fax: 56 41 2853889

INGENIERIA GEOTECNICA Y ESTRUCTURAL

- Geología e Hidrogeología
- Dinámica de Suelos
- Ensayos Geofísicos
- Ensayos Sísmicos



LABORATORIOS

- Control de obras MINVU, SERVIU, MOP y privadas.
- Areas acreditadas: Mecánica de Suelos, Hormigón, Asfalto y Prefabricados
- Sondajes Rotatorios y de Percusión (SPT), marítimos y terrestres.

Liem Laboratorios, fue fundado en Agosto de 1991 y constituido como Laboratorio Oficial de Registro MINVU el 08 de Septiembre de 1992, actualmente se encuentra acreditado por el INN Chile y por tanto está oficialmente facultado para emitir informes de ensayos en diversas áreas.

A partir del posicionamiento del laboratorio Liem como empresa, sumado ello al prestigio en el medio, local y del Sur de Chile, se considera oportuno y necesario ofrecer los servicios de Ingeniería e Inspección, cubriendo en forma más amplia e integral las necesidades de nuestros clientes. Nace así, en 2003, **Liem Ingenierías**.

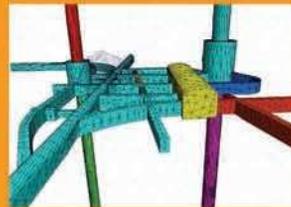
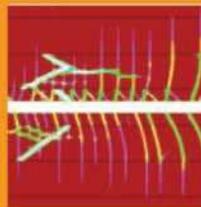
LIEM Ltda., Ingeniería y Laboratorios, gracias a su calidad técnica y profesional, y al prestigio logrado, participa actualmente en proyectos a lo largo de todo Chile.





ITASCA™

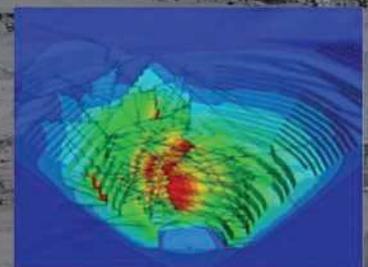
Itasca S.A. es una empresa consultora de ingeniería especializada en geomecánica e hidrogeología aplicada principalmente a la industria minera y obras civiles. Forma parte de Itasca International Inc., con oficinas en once países.



20 años
1993 - 2013
Itasca Chile

Itasca asegura la estabilidad geomecánica de su proyecto minero

- Diseño de Minas a Rajo Abierto
- Análisis de Secuencias de Explotación
- Mecánica de Rocas
- Estudios Dinámicos para Rocas y Suelos
- Análisis de Depósitos de Relaves
- Estudios de Estabilidad de Pilas de Lixiviación
- Construcción de Modelos Geotécnicos Observacionales, Predictivos y Estructurales
- Análisis de Aspectos Geomecánicos Críticos en Operaciones Mineras de Hundimiento por Bloques/Paneles
- Hidrogeología en minas (drenajes, estudios, caracterización hidráulica, redes de monitoreo, ...)
- Modelación numérica hidrogeológica general y específica para minería
- Gestión de recursos hídricos y recarga artificial de acuíferos
- Hidrogeología ambiental e hidrogeoquímica



Información de Contacto:

Tel: (56-2) 2434 1300

itascachile@itasca.cl

www.itasca.cl



Hydraulic stability evaluation of a diaphragm wall in granular soils recharged by an unconfined aquifer

Evaluación de la estabilidad hidráulica de un muro pantalla en suelos granulares recargados por un acuífero no confinado

Fecha de entrega: 6 de enero 2014
Fecha de aceptación: 28 de abril 2014

David Mozó¹, Paulo Oróstegui² and Felipe Villalobos³

¹ Constructora Lancuyen, Barros Arana 492, of. 63, Concepción, Chile, dmozo@lancuyen.cl

² OITEC, Engineering, Surveying and Geotechnics, Lincoyan 444, of. 309, Concepción, Chile, porostegui@oitec.cl

³ Laboratory of GeoMaterials, Catholic University of Concepción, Alonso de Ribera 2850, Casilla 297 Concepción, Chile, avillalobos@ucsc.cl

Diaphragm walls are normally adopted for deep basements in granular soils because, among other reasons, they act as watertight retaining structures and can form part of the structure foundations. When the water table is high and the excavation is deep there is a likely risk of hydraulic stability problems. In this work two-dimensional flow nets around a diaphragm wall of 20 m depth and 0.8 m thickness are studied for different construction/excavation stages. The water level behind the wall is the result of the excavation geometry, soil permeability and aquifer characteristics, i.e. a horizontal water level is not imposed. Using a commercial 2D steady flow software, distributions of velocities and hydraulic gradients are determined. Based on the definition of piping safety factor, a maximum excavation depth and a diaphragm wall minimum embedment are determined. Results using an isotropic coefficient of permeability value are compared with the anisotropic case. Hydrodynamic pressures over the wall are also determined and compared with hydrostatic pressures. Finally, it is pointed out that a minimum diaphragm wall embedment should be verified to avoid piping or erosion effects, which can be detrimental for the stability of the project during construction.

Keywords: diaphragm wall, seepage, piping, factor of safety, hydraulic gradient

Muros pantalla son normalmente elegidos para subterráneos profundos en suelos granulares porque entre otras razones, ellos sirven como estructura de contención impermeables y pueden formar parte de las fundaciones de la estructura. Cuando el nivel freático es alto y la excavación es profunda existe un probable riesgo de problemas de estabilidad hidráulica. En este trabajo se estudian redes de flujo bidimensionales alrededor de un muro pantalla de 20 m de profundidad y 0.8 m de espesor para diferentes etapas de construcción/excavación. El nivel freático detrás del muro es el resultado de la geometría de la excavación, permeabilidad del suelo y características del acuífero, es decir, no se impone un nivel horizontal del nivel freático. Se determinan distribuciones de velocidades y gradientes hidráulicos usando un programa computacional comercial de flujo estacionario 2D. Basándose en la definición de factor de seguridad de piping, se determina una profundidad de excavación máxima y un empotramiento mínimo del muro pantalla. Se comparan estos resultados usando valores del coeficiente de permeabilidad isotrópico y anisotrópico. También se determinan presiones hidrodinámicas sobre el muro, las cuales son comparadas con las presiones hidrostáticas. Finalmente, se señala que se debe verificar un empotramiento mínimo del muro pantalla para así evitar piping o efectos de erosión, los cuales pueden ser perjudiciales para la estabilidad del proyecto durante su construcción.

Palabras clave: muro pantalla, escurrimiento, factor de seguridad, piping, gradiente hidráulico

Introduction

Diaphragm walls have been increasingly adopted worldwide for deep basements because they can act as a retaining watertight structure and form part of the building foundations. Additionally, this geotechnical solution can reduce significantly the time of construction, soil vibration and machinery noise during construction. Wall dimensions are normally controlled by the structural analysis and construction equipments available. Reports of calculations and designs based on standard codes are commonly produced (*e.g.* EAB, 2008; NCh 3206, 2010), which are basically the solution to resist static and seismic earth pressures and hydrostatic pressures against the wall. Briefly, this results in detailed plans and drawings of the wall and steel bars for the wall (and dimensions of anchors or props). Due to the large earth and water pressures applied, diaphragm walls can be easily between 0.4 up to 1 m of thickness and hence the amount of steel bars can be considerable. Structural engineers generally argue about this large amount of steel which needs to be integrated with smaller structural elements above the ground. Moreover, great attention is also paid to the construction because it is a complicated task in terms of equipments and techniques to dig stable trenches to make sequences of wall panels.

In addition, studies of hydraulic stability are carried out when relatively high groundwater levels are found. Stability studies of the excavation bottom are normally evaluated using the traditional assumption of horizontal phreatic level behind the wall. The wall embedment is evaluated by means of a seepage analysis, which involves the determination of flownets, hydraulic gradients, hydrodynamics pressures and flow rates. It is customary to adopt a factor of safety for piping and hydraulic heave. The former corresponds to the ratio between the critical hydraulic gradient and the actual hydraulic gradient at a particularly point such as the excavation bottom. This analysis will be pursued in this study. The latter is the Terzaghi method determined as the ratio between the weight of the soil next to the wall on the excavation side and the upwards force imposed by the water flow which tries to uplift the soil. Hydraulic base failure occurs when cohesionless soils in front of the toe of a retaining

wall become weightless due to upward directed seepage pressure, or when the upward directed pressure is equal to the sum of the soil weight density and additional restraining forces (EAB, 2008). This analysis will not be undertaken in this study (for the application of this method see for example Aulbach and Ziegler, 2013a,b). The safety factor procedure allows the assessment of the maximum excavation depth and the minimum wall embedment (for a fixed wall depth), with the aim of reducing the risk of piping failure leading to excavation bottom failure. Other alternative, which will not be analysed in this study, based on a fixed excavation depth, is the determination of the minimum wall embedment depth. This may be the case for instance in projects where the number of underground levels is predefined and unchangeable.

The flow rate can be also calculated from the flow net and used for the dewatering system design in order to keep dry the excavation bottom. The adopted dewatering system should not excessively pump inducing piping and transport of fine grains and therefore increasing the voids in the soil, especially around the wall. The collapse of the Cologne archive in Germany, it has remarked the catastrophic type of failure that a diaphragm wall in granular soil can suffer due to hydraulic instability. It is believed that excessive pumping may have induced piping erosion instability (NCE, 2009; GE, 2009).

In this paper the hydraulic stability and flow rates considering the geometry, boundary conditions and excavation sequence shown in Figure 1 are studied. The phreatic level behind the diaphragm wall is not forced to be horizontal, but it is the result of the excavation geometry, soil permeability and the recharge distance of an unconfined aquifer. The conditions and characteristics adopted are a hypothetical example that represents a geological simplification. Because of the symmetry of the problem half of the cross section is analysed as shown in Figure 1. An initial water table depth at 2 m and an impervious border depth at 40 m are considered; the vertical axis of symmetry represents an impervious border. This will be obviously different for each project and the intention here is to present a methodology that can be applied to other similar cases.

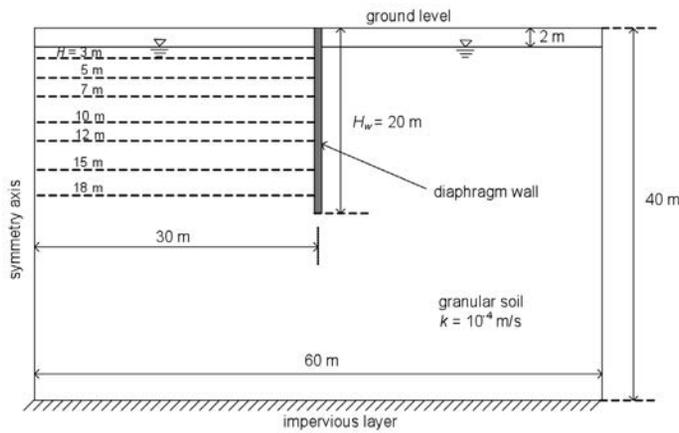


Figure 1: Boundary conditions and excavation sequence for the diaphragm wall analysis

Rechargeable and not rechargeable unconfined aquifers

The classical seepage problem around sheetpiles set out by Terzaghi (1943) assumes a rechargeable unconfined aquifer, in such a form that the water table (top flow line behind the wall) keeps horizontal during steady flow. This assumption has been used in subsequent studies (e.g. McNamee, 1949; Marsland, 1953; Griffiths, 1994; Ziegler *et al.*, 2009; Aulbach and Ziegler, 2013a,b) and also in excavation recommendations (e.g. BS 8004, 1986; EAU, 2006; EAB, 2008). Figure 2a shows a flownet for this case, *i.e.* an unconfined aquifer where the recharge occurs laterally from the aquifer as well as vertically from a source above such as rain or by addition of pumped water from the excavation. If the excavation is next to the border of a water body such as a river, sea or lake, the water level behind the wall is practically horizontal and this assumption is valid. It is also applicable when the permeability is low, the excavation is dug rapidly or the excavation is small.

However, this is not necessarily the case when, for instance, the rain and pumped water is diverted to the city drain system and therefore flowing away from the excavation site or not ponded conditions exist behind the wall. For this reason in Figure 2b there is only the unconfined aquifer with horizontal recharge and this flow net reflects this difference. Bearing in mind that when water is pumped from wells the water table surface around the well adopts an inverted cone shape or a parabolic shape in earth

dams, a similar drop of the water surface also occurs behind excavations. Powrie (2004) refers to the flownets in Figure 2a and 2b as confined and unconfined flownets, respectively.

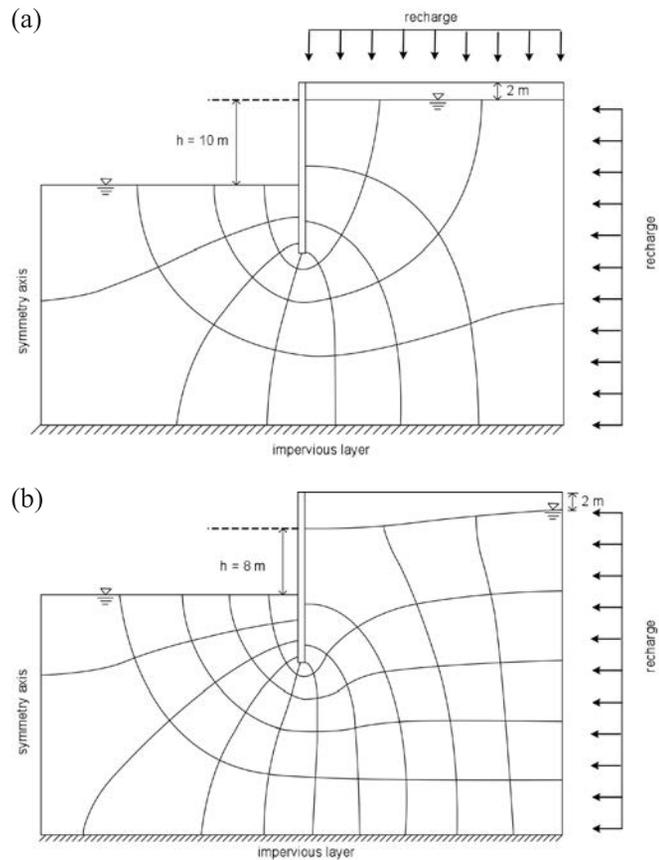


Figure 2: Flownets around a diaphragm wall when the excavation is 12 m deep, showing the effect of: a) steady vertical and lateral recharges and b) only lateral recharge from an unconfined aquifer

It is worth pointing out that the drawdown in the unconfined flownet depends on the soil permeability, time (although the final value corresponds to a steady condition) and the excavation geometry and in particular the right hand border distance, 30 m in this case. The drawdown increases with this distance reaching a point where stabilises. This analysis is not carried out in this study, which is part of ongoing research.

Conditions and case of analysis

In this study an already built 20 m deep and 0.8 m thick diaphragm wall in granular soil as well as a water table of 2 m below the ground surface are considered (Figure 1). The commercial computer software GGU-SS-FLOW

2D (2008) was used to calculate parameters such as hydraulic gradient, flow rate into the excavation, flow velocity and hydrodynamic pore pressure against the wall. This software allows analyses of steady flow under plane condition using the Finite Element Method FEM. Although the Finite Difference Method is normally used for seepage problems, FEM can adapt better to complicated boundary and geometry conditions as well as being numerically more stable (Powrie, 2004; GGU-SS-FLOW 2D, 2008).

The calculation of these parameters was performed for a progressive excavation as depicted in Figure 1. The water flow below the wall is proportional to the hydraulic head Δh (difference between the water table behind the wall and the excavation level). Thus, when the excavation depth $H > 2 \text{ m} \rightarrow \Delta h > 0$. It is assumed that there is a dewatering system to pump the water out of the excavation to keep just dry the excavation bottom without inducing piping. The soil is considered isotropic, *i.e.* the coefficient of permeability has the same value in any direction $k = k_v = k_h = 10^{-4} \text{ m/s}$. This value of k is representative of granular alluvial and fluvial deposits.

Hydraulic gradients

For an excavation depth of 12 m, Figure 3 shows equipotential lines and velocity vectors results determined using the computer program GGU-SS-FLOW 2D (2008).

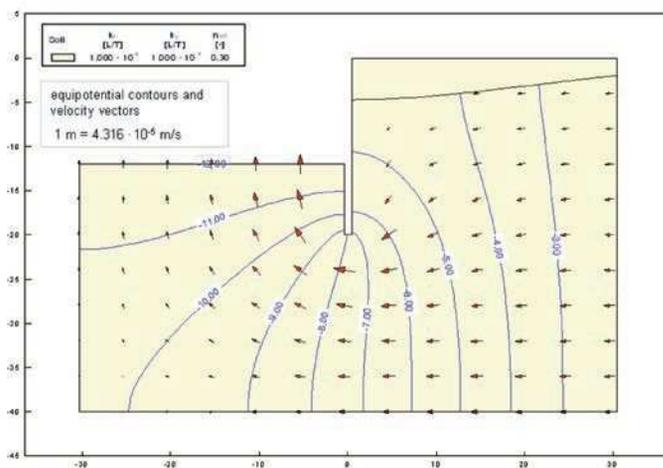


Figure 3: Equipotential lines and flow velocity vectors for an excavation of 12 m

Figure 4 shows the distribution of hydraulic gradients i around the diaphragm wall when the excavation is 12 m deep. The highest values of i occur below the wall toe,

albeit it is of particular interest at the excavation bottom next to the wall. In Figure 4 a zoom of the bottom of the wall is shown on top right, where i reaches a value of 0.6 in average, but just underneath the wall toe i approaches values even slightly above 1. Since a value of i close to 1 corresponds to a critical hydraulic gradient i_{cr} (a sand with a buoyant unit weight $\gamma' = 10.2 \text{ kN/m}^3 \rightarrow i_{cr} = \gamma'/\gamma_w = 10.2/9.8 = 1.04 \approx 1$), it should be verified that this zone with i_{cr} close to one does not propagate to the surface developing a piping failure. Since the value of i is around 0.3 in the soil below the excavation and next to the wall no piping propagation should be expected. It is worth pointing out that Harr (1990) indicates values of 4 and 5 as reasonable for a piping factor of safety defined as $FS = i_{cr}/i$, when using graphical methods. Whereas Powrie (2004) suggested values of FS between 1.25 and 1.5 for Norwich Crag fine sand for a dewatering system design. In this example $FS = 1.04/0.3 = 3.5$, and in the following a $FS \geq 2$ will be adopted as acceptable.

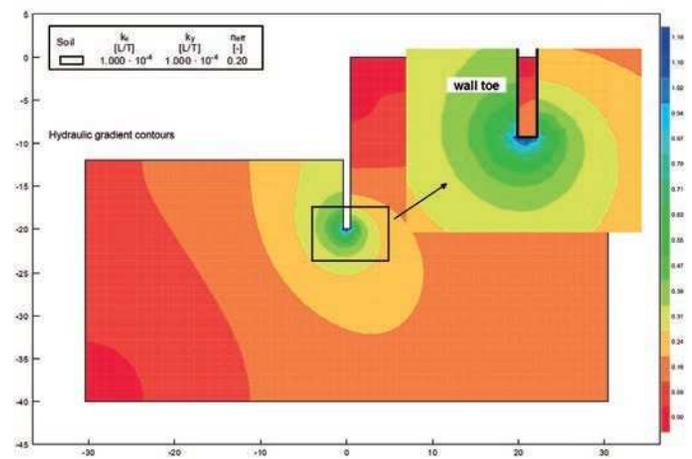


Figure 4: Distribution of hydraulic gradients around the diaphragm wall

Repeating the analysis for the excavation sequence depicted in Figure 1, it makes possible to construct a plot of i versus the excavation depth H as shown in Figure 5. In that form, a criterion has to be adopted to define the value of i for which the excavation is safe against piping. i always results higher at the wall toe than at the excavation bottom. In Figure 5 it can be observed that at the wall toe values of $i > 1$ ($\approx i_{cr}$) occur for $H > 10 \text{ m}$. Whether this is a local phenomenon or will propagate as piping eroding soil upwards needs to be assessed by i along the soil next to the

wall up to the surface. From the results shown in Figure 5, propagating piping from the wall toe to the surface will induce failure for excavations depths H beyond 16 m resulting in $i \geq 1$.

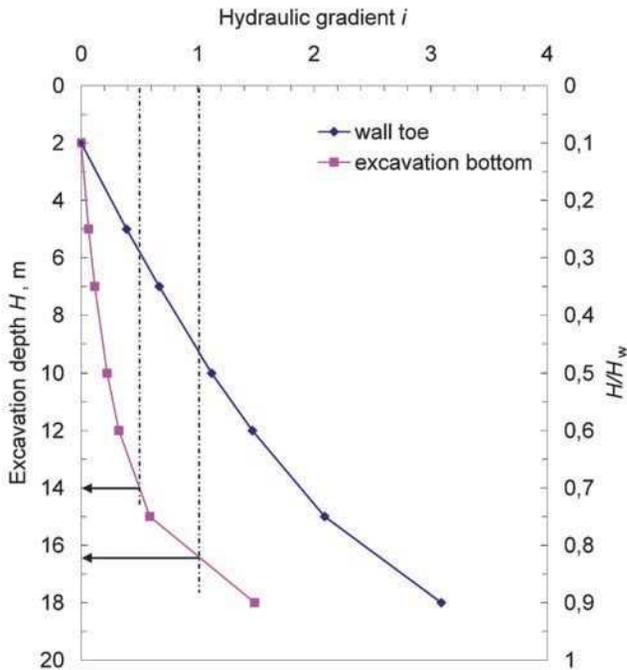


Figure 5: Hydraulic gradient i versus excavation depth H in an isotropic granular soil (H_w is the wall height)

Results of piping safety factor

To evaluate hydraulic stability it is usual in engineering practice to express i results in terms of a piping factor of safety FS as a function of the excavation depth H . Figure 6 shows FS versus H and H/H_w in which FS is also a function of the soil buoyant unit weight γ' . It can be observed that the soil unit weight effect on the FS is slightly more significant for the excavation bottom than for the wall toe. The values of γ' analysed: 10.2, 9.2 and 8.2 kN/m³, result in values of i_{cr} of 1.04, 0.94 and 0.84, respectively. Adopting for example a piping factor of safety FS = 2 for the excavation bottom, a maximum excavation depth of 14 m with a wall embedment d of 6 m, is obtained. As previously presented, for a FS = 3.5 results a maximum excavation depth of 12 m and $d = 8$ m.

Pore water pressure u

In structural analysis of diaphragm walls it is customary the use of hydrostatic pore water pressures. However, due to seepage during excavation hydrodynamic pore

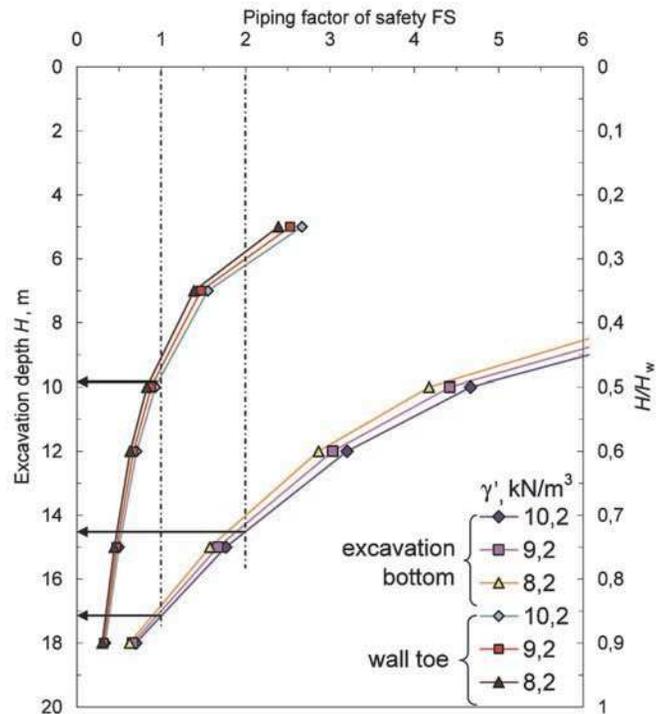


Figure 6: Piping factor or safety FS versus excavation depth H , showing variation with buoyant unit weight

water pressures can occur. In Figure 7, comparisons of hydrodynamic and hydrostatic pore pressures are shown. Pore pressure distributions on the excavation side shown in Figure 7a indicates that hydrodynamic pore pressures are always larger than the hydrostatic pore pressures due to upward flow. This reduces effective stresses, hence the soil shear strength and passive earth pressures. Conversely, Figures 7b and 7c show that behind the wall downward flow reduces the hydrodynamic u and the net pore pressure u_{net} respect to the hydrostatic u . u_{net} is the difference between u behind the wall and u in front of the wall. It can be observed in Figure 7c that the hydrostatic u_{net} distributions form an envelope of the hydrodynamic u_{net} distributions. Therefore, structural analysis carried out for the case when the basement is already built also covers the excavation sequence in terms of u_{net} .

Note that the u distributions shown in Figures 7b and 7c do not start at the constant 2 m aquifer level, but at different depths which reflects the drawdown of the water table level due to the lack of vertical recharge behind the diaphragm wall as shown in Figure 2b. As previously mentioned, for different conditions (excavation geometry, soil permeability and recharge source distance) the drawdown is likely to change.

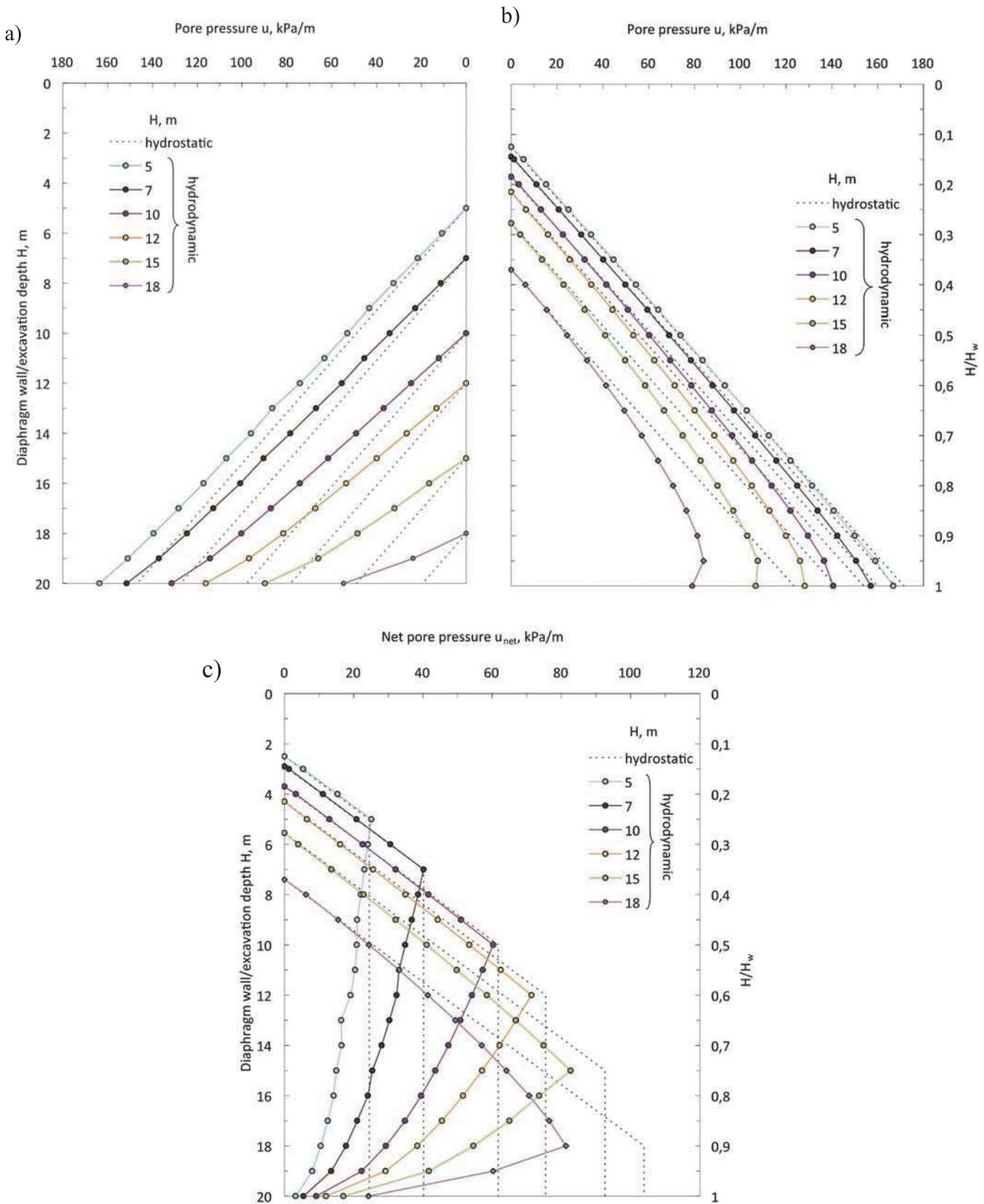


Figure 7: Hydrodynamic and hydrostatic pore pressure distributions on the a) excavation side, b) behind the wall and c) net pore pressure against the wall

Soil anisotropy

Sedimentary deposits such as marine, alluvial, fluvial or lacustrine deposits are formed by successive layers one above the other. This layered system creates preferential horizontal flow paths, inducing higher permeability in this direction respect to the vertical direction. Anisotropy can also exist in the vertical direction, increasing gradually k with depth due to higher confining stresses. This latter type of anisotropy is not considered in this study.

In an attempt to assess the effect of permeability anisotropy, a constant value of the horizontal coefficient of permeability $k_h = 10^{-3}$ m/s is introduced in the calculations, whilst keeping $k_v = 10^{-4}$ m/s as well as keeping the same conditions used before. Figure 8 shows i versus H and H/H_w at the wall toe and excavation bottom, comparing isotropic and anisotropic conditions. It can be observed that under this anisotropic permeability conditions the maximum basement depth should be reduced from 16 to 14 m in order to avoid piping failure.

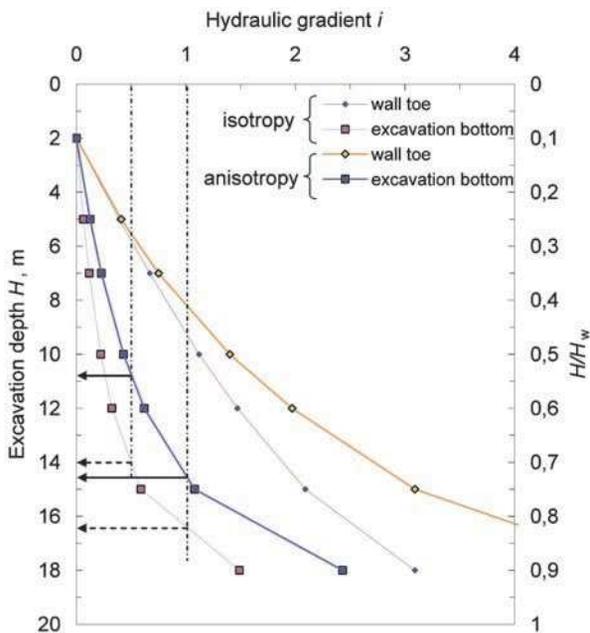


Figure 8: Variation of the hydraulic gradient i with excavation depth H and H/H_w , in an isotropic and anisotropic granular soil

In terms of the piping factor of safety FS and also evaluating the effect of γ' , Figure 9 shows that for the excavation bottom assuming anisotropic permeability and FS = 2, a maximum basement depth of 11 m is obtained, instead of 14 m as in the isotropic case. Therefore, anisotropic conditions of the soil permeability can have an important

effect in the hydraulic stability of excavations retained by diaphragm walls. In situ and laboratory testing for diaphragm wall projects should include determinations of permeability in vertical and horizontal directions.

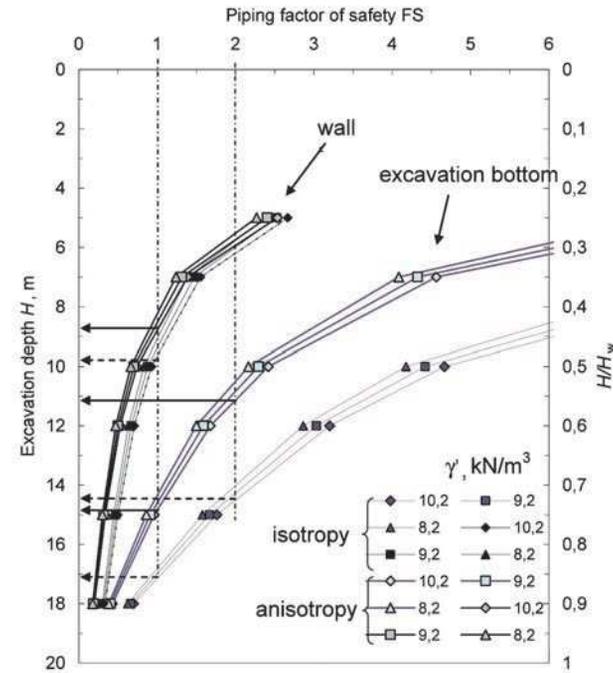


Figure 9: Piping factor or safety FS versus excavation depth H and H/H_w , showing variation with buoyant unit weight γ' and isotropic and anisotropic permeability

Flow rate

As part of the seepage analysis the flow rate q entering the excavation can be determined. The flow rate is evaluated in the mesh nodes along the excavation bottom and subsequently summed up to obtain q . A graphical calculation is also possible from flow nets as $q = k \Delta h N_f / N_e$, where N_f and N_e are the number of flow channels and the number of equipotential drops, respectively. This result is relevant for designing a pumping system to allow construction on a dry excavation. Since the problem is analysed in plane conditions, the real 3D case may differ from this approximation especially due to corner effects (for 3D analyses with constant horizontal water level behind the excavation see Aulbach and Ziegler, 2013b). Then, observing Figure 10, in the isotropic case and for $H = 12$ m $\rightarrow q \approx 2$ m³/hr/m, and the total flow rate Q to be pumped out becomes 80 m³/hr (for a 40 m perimeter). It is important to note that Q is directly proportional to the coefficient of permeability k (from Darcy's law), therefore a change in one order of magnitude in k will also change

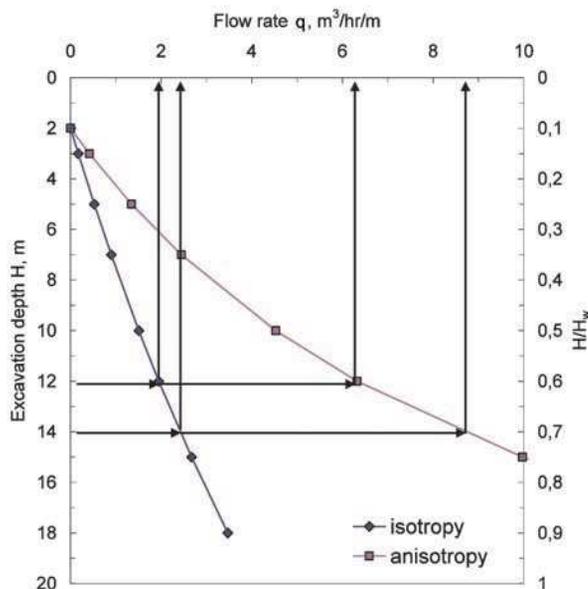


Figure 10: Flow rate q entering the excavation as a function of the excavation depth H and H/H_w

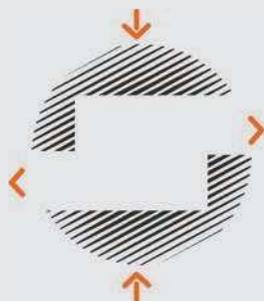
in the same order Q . Figure 10 also shows the anisotropic case introduced above. It is clear to observe the significant increase of Q (three times for $H = 12$ m and almost four times for $H = 14$ m), when k_h diminishes in one order of magnitude to 10^{-3} m/s.

Final remarks

Hydraulic stability analyses are somewhat overlooked in diaphragm wall projects when compared with structural stability, which is normally more thoroughly evaluated during excavation and for permanent conditions. In this study, a generic problem of seepage around an impervious retaining structure is presented, which involve the assessment of hydraulic gradients, piping factor of safety, flow rates and pore water pressures. This methodology can assist in the evaluation of hydraulic stability of diaphragm walls by defining allowable maximum excavation depths and minimum wall embedment depths to avoid piping failure. Furthermore, anisotropic soil permeability can have a detrimental effect on the wall and excavation stability if it is not considered in seepage analyses. Further research is needed to address other boundary conditions to the ones used in this study for instance analysing the effect of the horizontal distance of the wall from the aquifer recharge and assuming a fixed excavation depth with variable wall embedment. It is also suggested comparisons of the piping method results with the Terzaghi method of hydraulic heave and the analysis of stratified soil conditions.

References

- Aulbach, B. and Ziegler, M. (2013a). Hydraulic heave - Formula to determine the required embedded length. *Bautechnik* 90 (10), 631-641 (in German)
- Aulbach, B. and Ziegler, M. (2013b). Simplified design of excavation support and shafts for safety against hydraulic heave. *Geomechanics and Tunneling* 6(4), 362-374
- BS 8004 (1986). Code of Practice for Foundations. British Standards Institution, Milton Keynes, UK
- EAB (2008). *Recommendations on Excavations*. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2nd edition, Ernst & Sohn
- EAU (2006). Recommendations of the Committee for Waterfront Structures, Harbours and Waterways. Committee for Waterfront Structures of the Society for Harbour Engineering and the German Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Berlin: Ernst & Sohn
- GE Ground Engineering (2009). Ground anchors could hold key to Cologne metro collapse. News April 2009
- GGU-SS-FLOW2D (2008). Modelling of groundwater flow using finite elements in two-dimensional systems. Version 9. Civilserve GmbH, Steinfeld
- Griffiths, D.V. (1994). Seepage beneath unsymmetric cofferdams. *Géotechnique* 44, No. 2, 297-305
- Harr, M.E. (1990). *Groundwater and seepage*. Dover publications, New York
- Marsland, A. (1953). Model experiments to study the influence of seepage on the stability of a sheeted excavation in sand. *Géotechnique* 3, Issue 6, 223-241
- McNamee, J. (1949). Seepage into a sheeted excavation. *Géotechnique* 1, Issue 4, 229-241
- NCE New Civil Engineer (2009). Diaphragm walls probed after Cologne collapse. 12 March 2009
- NCh 3206 (2010). Geotecnia-excavaciones, entibaciones y socializados. INN, Chile (in Spanish)
- Powrie, W. (2004). *Soil Mechanics. Concepts & Applications*. Spon Press
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. Wiley and Sons. New York
- Ziegler, M., Aulbach, B., Heller, H. and Kuhlmann, D. (2009). The hydraulic heave - Design charts for determining the necessary embedded length. *Bautechnik* 86(9), 529 - 541 (in German)

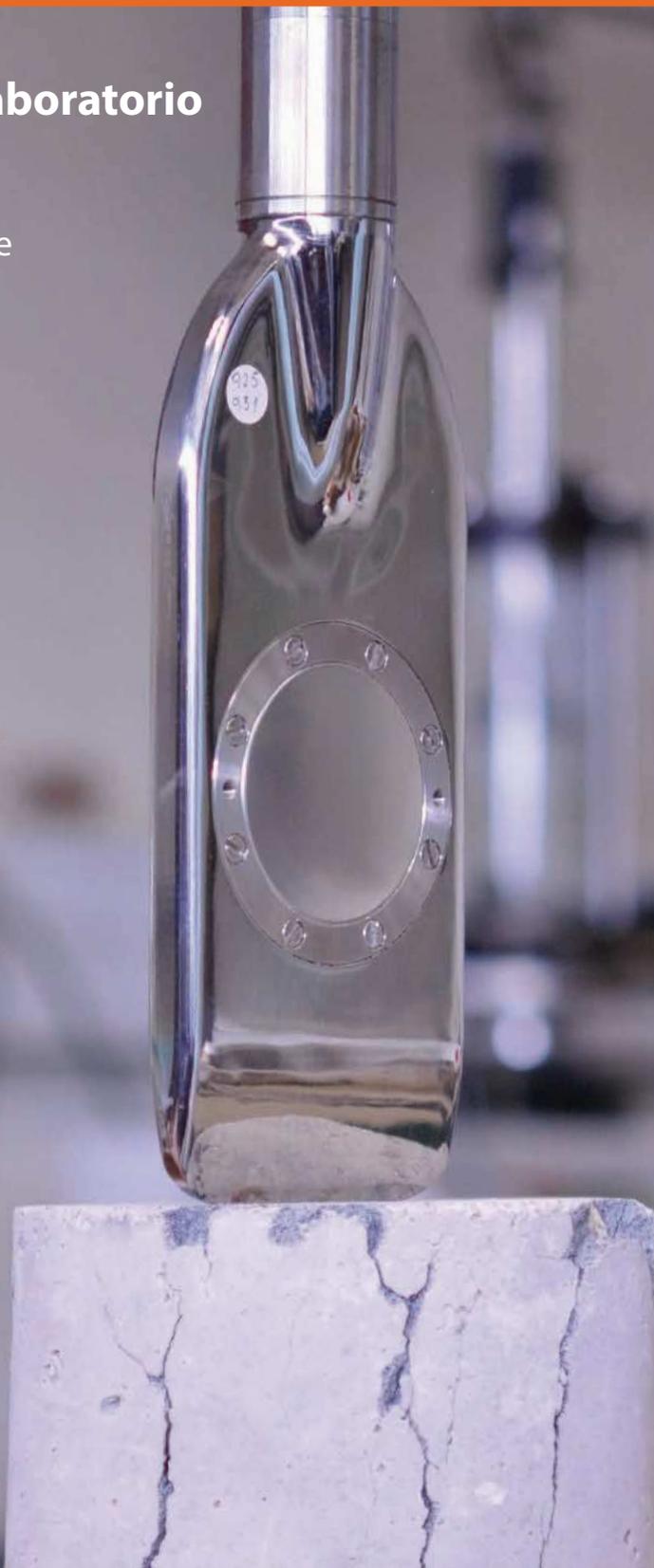


Ensayos in situ y de laboratorio

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

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

- Compresión prismática
- Extracción de testigos
- Flexotracción
- Ultrasonido





CONSTRUCTORA
LANCUYEN

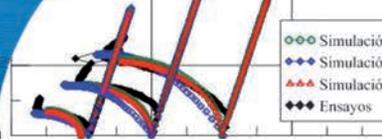
LANCUYÉN ESTÁ PRIMERO.

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

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

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





Validación de modelos constitutivos avanzados de comportamiento mecánico para la arcilla estructurada de Brasilia

Validation of advanced constitutive models for the mechanical behaviour of Brasilia's structured clay

Fecha de entrega: 13 de enero 2014

Fecha de aceptación: 28 de mayo 2014

Cristhian Mendoza¹, Márcio Farias² y Renato P. da Cunha²

¹Facultad de Ingeniería, Programa de Ingeniería Civil, Universidad Piloto de Colombia, Carrera 9 N° 45A – 44, Edificio académico, tercer piso, Bogotá, Colombia, cristhian-mendoza@unipiloto.edu.co

²Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Facultad de Tecnología, Universidad de Brasilia, Campus Universitario Darcy Ribeiro, Brasília - CEP 70910-900 – Prédio SG-12, Brasil, muniz@unb.br, rpcunha@unb.br.

La mayoría de los modelos constitutivos inicialmente no tomaron en cuenta el efecto de la estructura y la cementación del suelo. Sin embargo, en las últimas décadas estas variables han sido incorporadas en varios modelos constitutivos para describir el comportamiento mecánico del suelo en estado natural. Para incluir estas variables es necesario desarrollar leyes de estructura que reproduzcan adecuadamente el comportamiento del material. En este artículo se analiza el comportamiento de la arcilla estructurada y cementada de la ciudad de Brasilia por medio de ensayos triaxiales y simulaciones numéricas. Para realizar las simulaciones se escogieron los modelos Cam Clay con estructura, Subloading Cam Clay e Hipoplasticidad con estructura combinados con dos leyes de estructura. Los dos primeros están basados en elastoplasticidad y el último en hypoplasticidad. De las simulaciones, se obtuvieron varias virtudes y defectos en comparación con los ensayos realizados. Finalmente, se discute ampliamente cuál es el modelo más conveniente para simular el comportamiento mecánico de la arcilla de la ciudad de Brasilia.

Palabras claves: ensayo triaxial, modelo elastoplástico, modelo hipoplástico, arcilla estructurada de Brasilia.

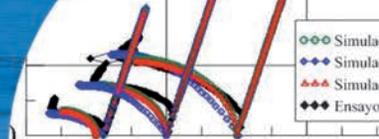
The majority of the classical constitutive models for soils does not take into account the influence of the soil's structure and cementation. However, in the last decades these variables have been considered in various constitutive models to describe the mechanical behaviour of undisturbed soils. To include these variables it is necessary the development of structure laws able to model appropriately the material behaviour. In this paper, the behaviour of a structured and cemented clay from the city of Brasilia is analysed by means of triaxial tests and numerical simulations. To perform numerical simulations the models Cam Clay with structure, Subloading Cam Clay and Hypoplasticity with structure all of them combined with two structure laws, were chosen. The first two are based on elastoplasticity while the last one is based on hypoplasticity. As a result of the simulation process, advantages and drawbacks of each constitutive model were observed when compared with the test results. Finally, a discussion is presented in order to define the most appropriate model to simulate the mechanical behaviour of Brasilia's clay.

Keywords: triaxial tests, elastoplastic model, hypoplastic model, Brasilia's structured clays.

Introducción

Suelos cementados y estructurados se pueden encontrar en depósitos sedimentarios y residuales debido a diferentes procesos geológicos, físicos y químicos (Liyanapathirana

et al., 2005). Esto da como resultado que una gran proporción de los suelos encontrados en nuestro planeta tienen estas características (Melfi, 1997). En este artículo se estudia el suelo de la ciudad de Brasilia, el cual posee



algunas características especiales. Es un depósito de suelo tropical arcilloso residual altamente intemperizado (laterítico), con una fuerte presencia de hierro y aluminio debido a procesos de lixiviación en las capas superiores. Esto da como resultado la creación de uniones entre partículas formando grumos (Figura 1a). La unión de estos grumos genera una estructura cementada con granos del tamaño de una arena (Figura 1b). En este material se han reportado relaciones de vacíos máximas alrededor de 2.0 y permeabilidades de 10^{-3} a 10^{-4} m/s (Camapum *et al.*, 2006). La estructura es altamente inestable bajo incrementos en los esfuerzos externos o variaciones en el contenido de humedad, lo que genera fuertes cambios de volumen conocido técnicamente como fenómeno de colapso. Adicionalmente, se han encontrado cambios significativos en el comportamiento mecánico del suelo en estado natural o reconstituido (Camapum *et al.*, 2006).

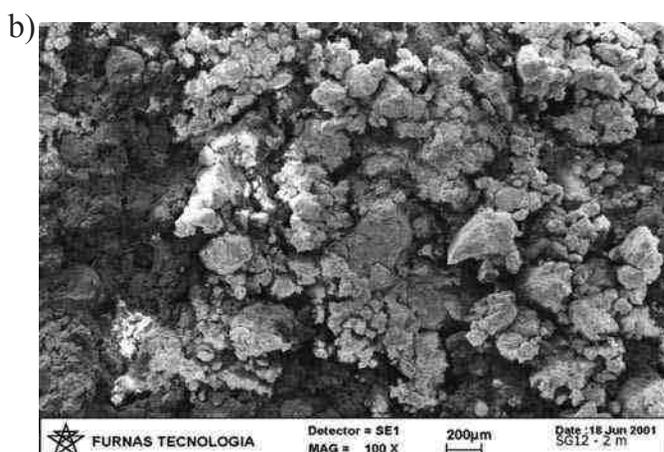
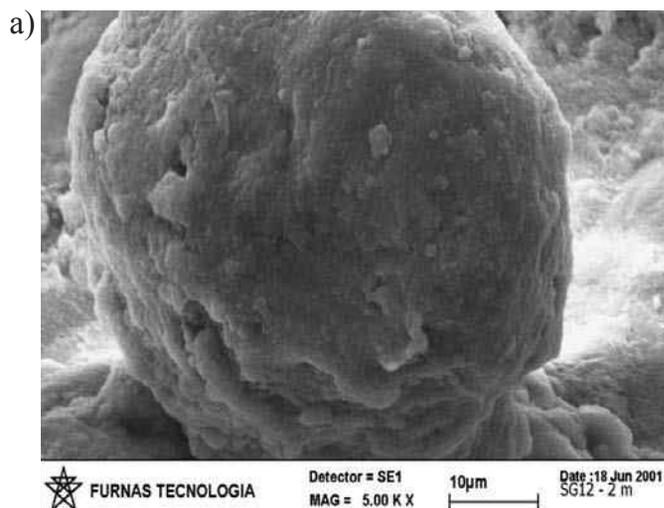


Figura 1. a) Estructura de suelo laterítico y b) grumo de partículas cementadas (Camapum *et al.*, 2006 y Guimarães, 2002)

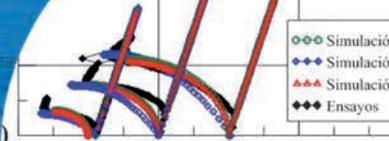
Las anteriores características crean la necesidad de comprender el comportamiento mecánico del suelo de Brasilia y entender cuál modelo reproduce mejor las características de este suelo cementado y estructurado. Para abordar este problema, inicialmente se realizaron ensayos de laboratorio bajo condiciones drenadas y no drenadas en muestras de arcilla obtenida en estado natural. A continuación se estudiaron e implementaron modelos constitutivos que tienen en cuenta la estructura y la cementación (Cam Clay con estructura, Hipoplasticidad con estructura y Subloading Cam Clay). Posteriormente se hizo la simulación de los ensayos realizados en este trabajo, lo cual permite evaluar cuál de los modelos implementados reproduce mejor el comportamiento de este tipo de suelo.

El artículo se divide en cinco secciones. La primera corresponde a los ensayos de laboratorio para determinar las características mecánicas del suelo estudiado. La segunda presenta los modelos constitutivos estudiados en este trabajo, su funcionamiento, implementación y comprobación. La tercera presenta las simulaciones de los ensayos realizados en este trabajo con cada uno de los tres modelos implementados. La cuarta sección presenta los resultados con su respectivo análisis e implicaciones prácticas y finalmente, se resaltan los elementos más importantes del trabajo desarrollado.

Ensayos de laboratorio

Para el estudio del comportamiento mecánico de la arcilla de Brasilia fueron obtenidas dos muestras en bloques de 30x30x30 cm, a 3 m de profundidad, localizadas en Guar (perteneciente al Distrito Federal, región centro oeste de Brasil) a las afueras de Brasilia. Las coordenadas aproximadas son 1548'59"S y 4757'58"O y una elevación de 1084 msnm. Una de las características de este sitio es la presencia de arcillas porosas, estructuradas y cementadas de la ciudad de Brasilia (Mendoza, 2013). Con estas muestras se realizaron ensayos de caracterización del material y ensayos de comportamiento mecánico, específicamente ensayos triaxiales. Con los resultados de estos ensayos se clasificó el suelo y se determinaron sus propiedades mecánicas. Esta información se utilizó para simular el comportamiento del suelo con los modelos constitutivos estudiados.

Los ensayos de caracterización sobre los bloques de suelo



dieron los siguientes resultados: humedad natural con un valor promedio de 32.4 %, límite líquido de 42 %, límite de plasticidad de 30 % (índice de plasticidad de 12 %), peso unitario 14.85 kN/m³, peso unitario seco de 11.39 kN/m³, peso específico de los sólidos de 26.69 kN/m³. Se realizó una granulometría por el método de sedimentación con los siguientes porcentajes: arena 16.4 %, limo 11.3 % y arcilla 72.3 %. De lo anterior, se clasifica el suelo como arcilla.

Para la caracterización geomecánica del suelo se realizaron diez ensayos triaxiales en condiciones saturadas. En algunos ensayos fueron realizados cambios de velocidad de deformación, relajamiento y cambios en las trayectorias de esfuerzos. Esto ayudó a obtener los parámetros de los modelos constitutivos usados para la simulación de este tipo de suelo. Con los resultados de los ensayos se realizó una calibración de los modelos constitutivos y se evaluó el desempeño de éstos.

Se realizaron tres ensayos de consolidación anisotrópicos CA variando las trayectorias de esfuerzos $\eta = q/p' = 0.3, 0.5$ y $0.0-0.5$ en muestras naturales y un ensayo en una muestra reconstituida con una relación $\eta = q/p' = 0.3$. En la Figura 2 se muestra las trayectorias de esfuerzos realizadas y los esfuerzos de preconsolidación calculados por el método de Casagrande.

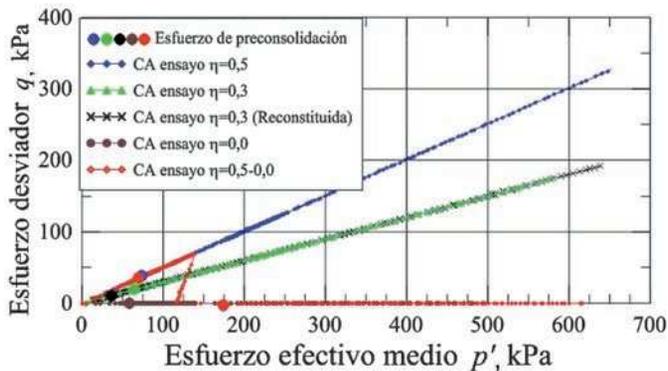


Figura 2: Trayectorias de esfuerzos en los ensayos de consolidación en triaxial y esfuerzos de preconsolidación calculados

El primer ensayo fue una consolidación triaxial con una relación de esfuerzos de $\eta = 0.3$ y una relajación (cambio de esfuerzo efectivo sin cambio de volumen) durante el ensayo. Este ensayo está presentado en las Figuras 2 y 3. La trayectoria de esfuerzos y el punto del esfuerzo de preconsolidación se muestran en la Figura 2. Además, se realizó un ensayo en una muestra reconstituida con la misma relación de esfuerzos ($\eta = 0.3$), como se presenta en

las Figuras 2 y 3. En la Figura 3a se observa el efecto de la estructura en el suelo como la diferencia entre la línea de consolidación de la muestra reconstituida y la línea de consolidación de la muestra natural. El mismo efecto de estructura se observa en la Figura 4a al ver la diferencia entre la línea de consolidación del ensayo y la línea punteada obtenida del ensayo en la muestra reconstituida. Como resultado de lo anterior se observa un cambio del esfuerzo de preconsolidación causado por la estructura del suelo de 44 kPa (intersección de la línea de consolidación normal sin estructura con la línea de consolidación del ensayo con estructura) a 70 kPa (esfuerzo de preconsolidación calculado por un método clásico). En la Figura 3b se ilustra la evolución del esfuerzo efectivo medio con el tiempo de relajación. Se percibe un decaimiento exponencial (línea roja) del esfuerzo efectivo en el tiempo hasta un punto donde la curva se vuelve asintótica. Después de la relajación se prosigue con la consolidación hasta un esfuerzo efectivo medio de $p' = 535$ kPa, a partir de este esfuerzo se realiza una descarga hasta 5 kPa y se vuelve a realizar un recarga hasta $p' = 580$ kPa (Figura 3a).

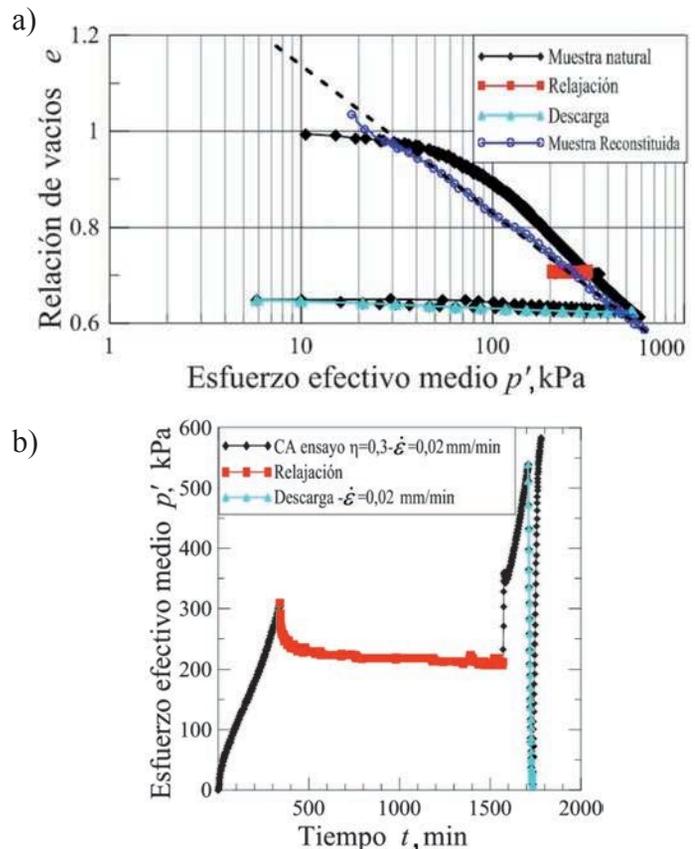
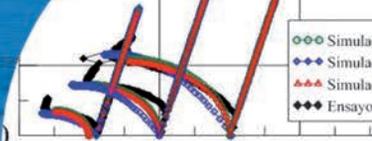


Figura 3: Ensayos de consolidación triaxial con $\eta = 0.3$, a) curvas de compresibilidad y b) esfuerzo efectivo medio versus tiempo



Posteriormente se realizó un ensayo con una relación de esfuerzos $\eta = q/p' = 0.5$ y cambios de velocidad de deformación durante el ensayo. Los cambios de velocidad se pueden apreciar en el plano de esfuerzo efectivo medio y relación de vacíos (Figura 4a), iniciando el ensayo a una velocidad de $\dot{\epsilon} = 0.01$ mm/min, y posterior cambio a $\dot{\epsilon} = 0.001$ mm/min con el fin de obtener una relación de velocidades igual a 10. De este ensayo se observa un cambio en las líneas de consolidación con el cambio de velocidad. Lo anterior ilustra el concepto propuesto por Tatsuoka *et al.* (2000) que llama “isotacas” a las líneas de consolidación sometidas a la misma velocidad. Los resultados concuerdan con el trabajo presentado por Nakai *et al.* (2009) en el cual tiene diferentes líneas de consolidación con el cambio de velocidad, pero estas líneas no son paralelas en la parte influenciada por la estructura. Por otra parte, en la Figura 4b se grafica el cambio de volumen de la muestra en el tiempo y se observa que la salida de agua es lineal en el tiempo y las variaciones en la inclinación dependen de la velocidad. Con esto se puede decir que el cambio de volumen es función de la velocidad para pequeñas deformaciones. La trayectoria de esfuerzos y el punto de preconsolidación están en la Figura 2. En la Figura 4a se puede apreciar el cambio del esfuerzo de preconsolidación debido al efecto de la estructura al igual que en el ensayo anterior variando de 50 a 75 kPa.

En el último ensayo se realizó una consolidación con una relación de esfuerzos $\eta = 0.5$ hasta un esfuerzo efectivo medio igual a $p' = 140$ kPa y una velocidad de deformación constante $\dot{\epsilon} = 0.02$ mm/min. Después se realizó una descarga hasta alcanzar una condición isotrópica y se continuó con la consolidación con una relación de esfuerzos isotrópica $\eta = 0.0$, hasta un esfuerzo efectivo medio de $p' = 590$ kPa, con la misma velocidad de deformación (Figura 2). En la Figura 5a se muestra el cambio del esfuerzo de preconsolidación con el cambio de trayectoria de esfuerzos. En la Figura 5b se presenta la curva de esfuerzo efectivo medio y tiempo, en ésta se observa que después del esfuerzo de preconsolidación el cambio del esfuerzo efectivo medio es casi lineal en el tiempo. Además, en la Figura 5a se observa que el suelo no había perdido toda su estructura antes de la descarga y esta estructura se preserva cuando se vuelve a cargar, como efecto se tiene un aumento del esfuerzo de fluencia en la recarga por el efecto de la cementación (el aumento del esfuerzo de fluencia es de 55 kPa).

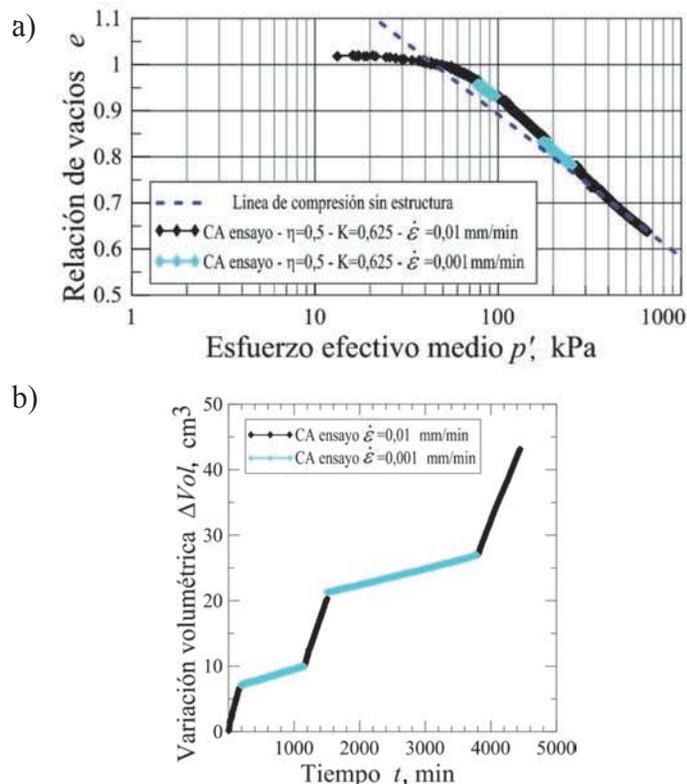


Figura 4: Ensayo de consolidación en triaxial con $\eta = 0.5$; a) curvas de compresibilidad y b) variación volumétrica versus tiempo.

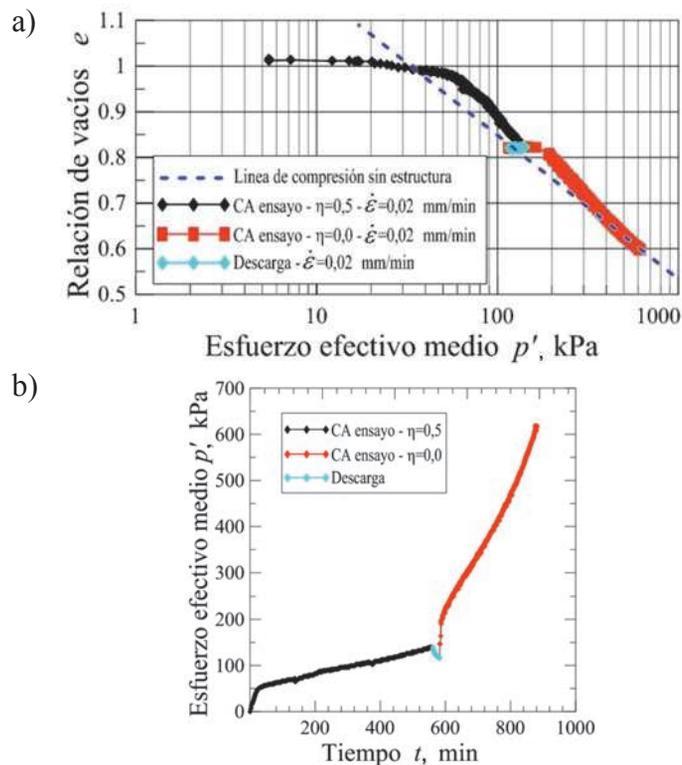
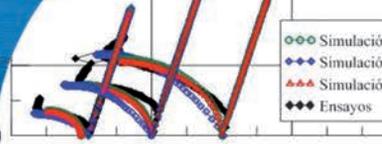


Figura 5: Ensayo de consolidación en triaxial con $\eta = 0.5-0.0$; a) curvas de compresibilidad y b) esfuerzo efectivo medio versus tiempo



Posteriormente en otras seis muestras de suelo se realizaron ensayos triaxiales bajo condiciones drenadas y no drenadas (Figura 6). Estos ensayos permiten analizar el comportamiento mecánico del suelo bajo condiciones de esfuerzos cortantes y determinar parámetros para el estado crítico y rigidez de suelo

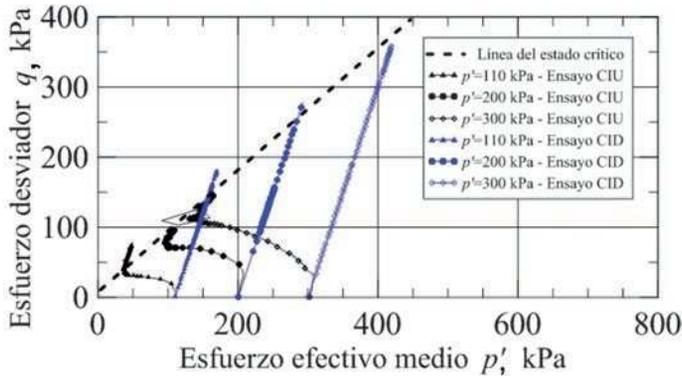


Figura 6: Trayectorias de esfuerzos en los ensayos triaxiales

Los primeros tres ensayos fueron saturados y consolidados isotrópicamente a presiones de confinamiento efectivas de 110, 200 y 300 kPa. Posteriormente fue generado un esfuerzo desviador de forma no drenada (ensayo CIU) a una velocidad de deformación constante de $\dot{\epsilon} = 0.05$ mm/min. Las trayectorias de tensiones se muestran en la Figura 6. De esta figura se observa que para mayor presión de confinamiento, se aumenta el esfuerzo desviador máximo. Además, la Figura 7a muestra que crece el esfuerzo desviador a mayor esfuerzo de confinamiento a una deformación unitaria determinada. De forma análoga ocurre con el exceso de presión de poros (Figura 7b), lo cual es un comportamiento típico reportado en textos de Mecánica de Suelos (Whitlow, 2000; Helwany, 2007). Por otra parte, dos de las tres trayectorias siguen casi la misma línea de estado crítico, el ensayo con una presión de confinamiento de 110 kPa al parecer sigue otra línea de estado crítico. Otro factor, es que en los tres ensayos siguen la línea del estado crítico y continúan por ella (Figura 6), lo que tiene como consecuencia una continua ganancia en resistencia a mayor deformación unitaria (Figura 7a). El comportamiento anterior no es común para arcilla, como lo muestra el trabajo de Roscoe *et al.* (1963) donde las trayectorias solo llegan a la línea de estado crítico.

Se realizaron otros tres ensayos saturados y consolidados a esfuerzos efectivos de 110, 200 y 300 kPa, pero

generando esfuerzos desviadores en condiciones drenada (ensayo CID) y algunos con cambios en la velocidad de deformación vertical, para observar los efectos viscosos en el suelo.

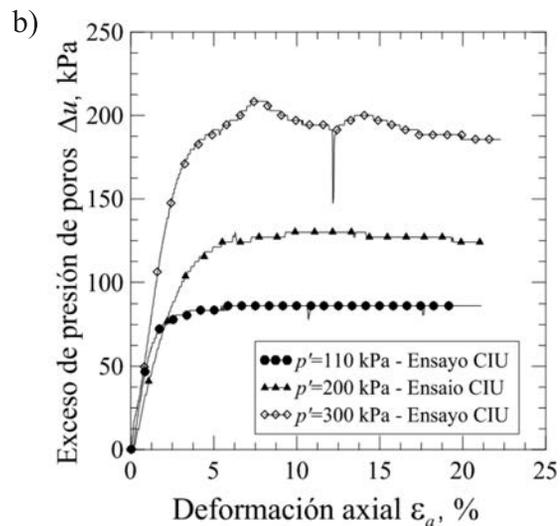
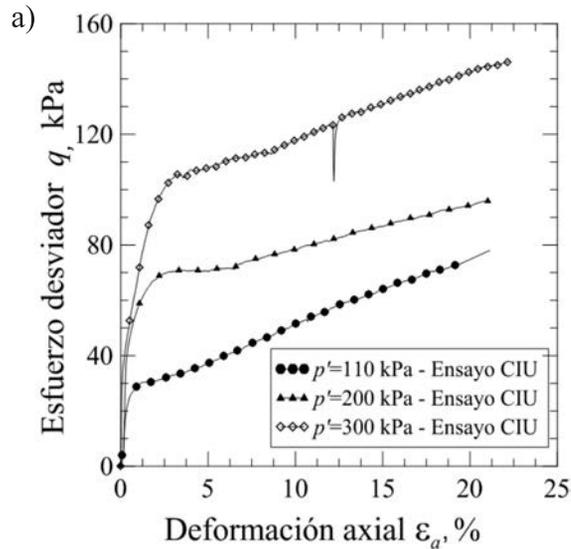
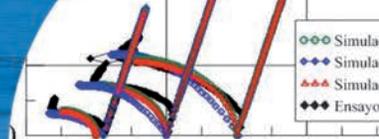


Figura 7: Ensayos triaxiales no drenados

El primer ensayo fue consolidado a un esfuerzo efectivo de $p' = 110$ kPa, el cual superó el esfuerzo de preconsolidación. Posterior a la consolidación se inició el corte a una velocidad de deformación constante de $\dot{\epsilon} = 0.03$ mm/min con cambios de velocidad a $\dot{\epsilon} = 0.003$ mm/min. El segundo ensayo fue realizado del mismo modo, pero consolidado a un esfuerzo efectivo medio de 200 kPa. El último ensayo fue realizado a una presión efectiva de 300 kPa, sin cambio de velocidad. De los ensayos anteriormente mostrados, se puede observar que las trayectorias llegan casi a la



misma línea del estado crítico (Figura 6). También, se evidenció una baja influencia del cambio de velocidad en el comportamiento mecánico del suelo (Figura 8a).

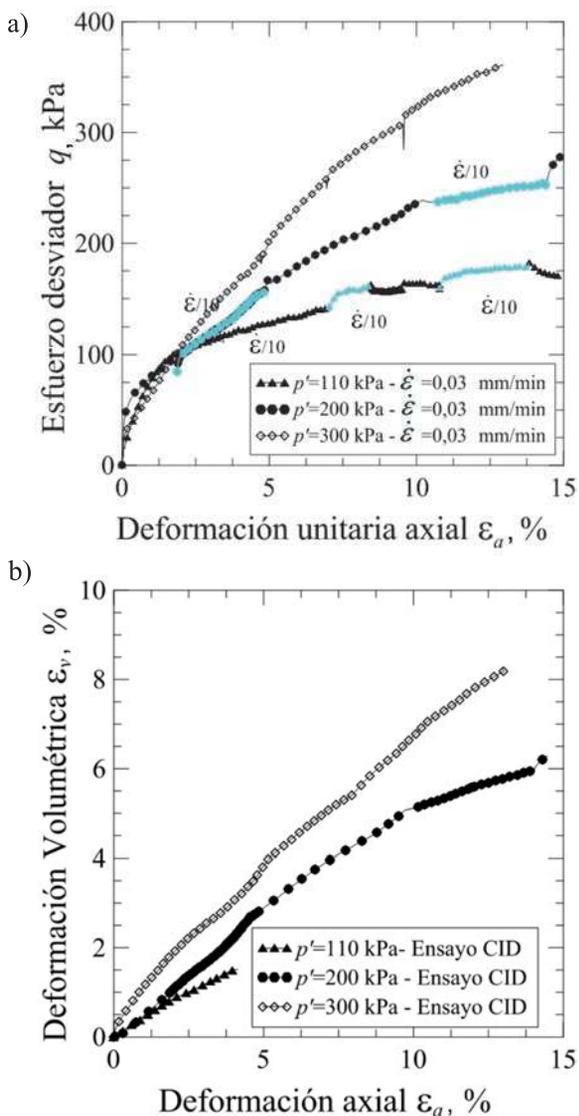


Figura 8: Ensayos triaxiales drenados.

La Figura 8b muestra la variación de deformación volumétrica con la deformación axial, donde se observa que a mayor presión efectiva confinante mayor es la deformación volumétrica. Otro aspecto importante es la presencia de cementación, similares a los reportados por Lagioia y Nova (1995) para suelos cementados. La interpretación es: a un esfuerzo efectivo medio de cámara de 110 kPa la cementación influye en la rigidez del suelo hasta 7% de deformación unitaria axial, para 200 kPa la influencia de la cementación en la rigidez es de 2 al 4% de deformación axial, y para 300 kPa la influencia de

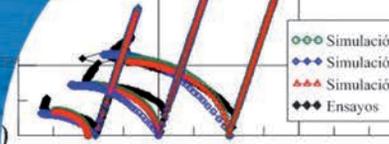
la cementación en la rigidez es para una deformación menor al 1.5 % de la deformación axial (Figura 8a). Esto se confirma al observar las Figuras 4, 5 y 6, donde en estos esfuerzos efectivos medios está la presencia de la cementación del suelo.

Modelos constitutivos

Los primeros modelos constitutivos usados para suelos fueron basados en la teoría de la plasticidad perfecta aplicada a los metales (Helwany, 2007). El comportamiento de los metales difiere en gran medida del comportamiento de los suelos, ya que el suelo tiene características de no homogeneidad, no linealidad y anisotropía, como lo evidencian los trabajos realizados por Roscoe *et al.* (1958), Burland (1990), Leroueil y Vaughan (1990), Cuccovillo y Coop (1999), Liu y Carter (2002) y Masín (2006). Para simular mejor el comportamiento esfuerzo deformación del suelo han sido creados extensiones de los modelos para metales y otros nuevos modelos (elastoplástico, hipoplásticos, viscohipoplásticos). A pesar de lo expuesto anteriormente, no se ha podido desarrollar un modelo unificado con la capacidad de representar la totalidad de características que posee el suelo y que además sea aceptado por la totalidad de la comunidad científica.

En la actualidad, los modelos constitutivos para suelos han sido extendidos para introducir los efectos de la estructura y cementación del suelo. Esta extensión fue debida a las evidencias experimentales estudiadas por Burland (1990), Leroueil y Vaughan (1990), Cuccovillo y Coop (1999) y Sorensen *et al.* (2007), que muestran diferencias en el comportamiento de los suelos reconstituidos y los suelos inalterados. Por esta razón varios investigadores han desarrollado nuevas formulaciones constitutivas tomando en cuenta el efecto de la estructura en el suelo. Entre las propuestas destacan las de Vatsala *et al.* (2001), Liu y Carter (2002), Masín (2006), Fuentes *et al.* (2010) y Yan y Li (2011), entre otras.

A continuación se presentan las ecuaciones y conceptos básicos para introducir el efecto de la estructura a tres modelos constitutivos, los cuales fueron escogidos por ser conocidos. Las implementaciones realizadas usan la metodología de las UMATs (sub rutina del programa Abaqus para el comportamiento del material), por medio del programa incremental driver realizado por Niemunis (2008).



Cam Clay con estructura CCS

El modelo Cam Clay con estructura propuesto por Liu y Carter (2002) para suelos naturales, está dentro de la familia de modelos elastoplásticos Cam Clay que se desarrollaron para representar el comportamiento del suelo basados en los conceptos de estado crítico propuesto por Schofield y Wroth en la década de los 60 (Roscoe *et al.*, 1963) y posteriormente modificado por Roscoe y Burland (1968), Cam Clay modificado CCM. Estos modelos cuentan con gran popularidad, por su simplicidad y forma gráfica de representar el comportamiento del suelo (Pedroso, 2006). Las modificaciones del modelo son:

i) Adición de la estructura a la ley de compresión isotrópica del CCM, la cual es expresada mediante la siguiente expresión:

$$d\varepsilon^p = (\lambda - \kappa) \frac{dp'_{y,i}}{(1+e)p'_{y,i}} + b\Delta e \left(1 + \frac{\eta}{M - \eta}\right) \frac{dp'_{y,i}}{(1+e)p'_{y,i}} \quad (1)$$

donde η es un factor que tiene en cuenta la relación de esfuerzos, M es la pendiente del estado crítico del CCM, e relación de vacíos actual, Δe la relación de vacíos por la estructura, b es la tasa de pérdida de estructura del suelo (parámetro nuevo del modelo con estructura) y $p'_{y,i}$ es el esfuerzo de fluencia el cual describe el tamaño inicial de la superficie de fluencia con estructura (parámetro nuevo del modelo con estructura), como se muestra en la Figura 9.

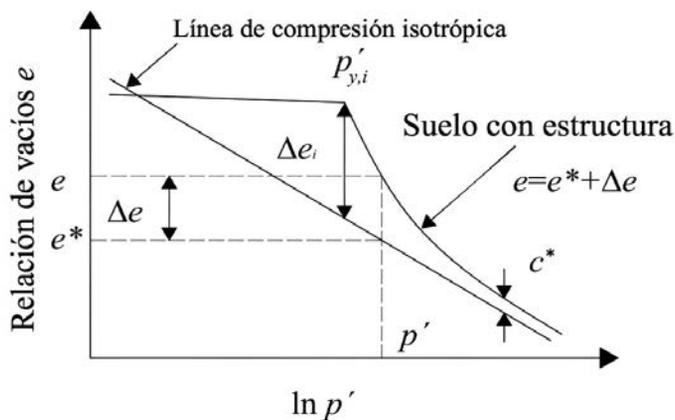


Figura 9: Idealización del comportamiento de compresión isotrópica de un suelo reconstituido y natural (Liu y Carter, 2002).

La evolución de la relación de vacíos por estructura Δe , en la cual se muestra el funcionamiento del parámetro b , está dada por la siguiente expresión:

$$\Delta e = \Delta e_i \left(\frac{p'_{y,i}}{p'} \right)^b + c^* \quad (2)$$

Por último, en este modelo la relación de vacíos del suelo natural e es descompuesta en la relación de vacíos por estructura Δe y una relación de vacíos reconstituida e^* , ecuación (3). La Figura 9 muestra la explicación física de los parámetros del modelo.

$$e = e^* + \Delta e \quad (3)$$

ii) Se cambia la regla de flujo del modelo CCM por una regla de flujo no asociada ecuación (4), por medio del factor $(1 - \omega\Delta e)$, donde ω es un parámetro que influye en la regla de flujo y en las deformaciones plásticas desviadoras. La regla de flujo fue cambiada al observar que la relación entre los incrementos de deformación desviadoras y volumétricas plásticas son mayores en muestras reconstituidas (suposición CCM) que en suelos inalterados (Liu y Carter, 2002).

$$\frac{d\varepsilon_d^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{2(1 - \omega\Delta e)\eta}{M^2 - \eta^2} \quad (4)$$

A continuación se muestran las ecuaciones y definiciones del modelo de forma tridimensional para ser implementado en una plataforma de elementos finitos. El esfuerzo isotrópico p' y desviador q se definen en las invariantes dadas en las ecuaciones (5) y (6), la relación entre estas dos variables se define como η , donde σ es el tensor de esfuerzo de Cauchy.

$$p' = \frac{1}{3} \text{tr}(\sigma), \quad q = \sqrt{\frac{3}{2}} \xi, \quad \eta = q/p' \quad (5), (6), (7)$$

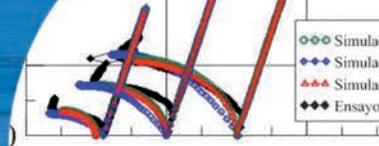
donde

$$\xi = \sigma - \frac{1}{3} \text{tr}(\sigma) \mathbf{1} \quad (8)$$

$\mathbf{1}$ es un tensor unitario de segundo orden. La ecuación básica del modelo está dada por la siguiente expresión:

$$\sigma = C^{\text{ep}} \varepsilon \quad (9)$$

donde ε es el tensor de deformación y C^{ep} es el tensor de módulos de rigidez elastoplástica que relaciona los esfuerzos con las deformaciones. El tensor elastoplástico está dividido en dos partes como se presenta a continuación:



$$C^{ep} = C^e - C^p \quad (10)$$

una parte elástica C^e y una parte plástica C^p . También se tiene la inclusión de la regla de flujo no asociada por medio de las derivadas respecto a la función potencial plástico g , las cuales son mostradas en el Apéndice.

$$C^e = K\mathbf{1} \otimes \mathbf{1} + 2\mu \left(\mathbf{I} - \frac{1}{3} \mathbf{1} \otimes \mathbf{1} \right) \quad (11)$$

$$C^p = \frac{C^e : \frac{df}{d\boldsymbol{\sigma}} \otimes \frac{dg}{d\boldsymbol{\sigma}} : C^e}{\frac{df}{d\boldsymbol{\sigma}} : C^e : \frac{dg}{d\boldsymbol{\sigma}} - \left(\frac{df}{d\varepsilon_v^p} \frac{dg}{dp} \right)} \quad (12)$$

La regla de endurecimiento está en un espacio semi-logarítmico del esfuerzo efectivo medio y el volumen específico, donde el aumento de las deformaciones cambia el esfuerzo como se muestra en la siguiente ecuación:

$$\dot{p}'_{y,i} = p'_{y,i} \mathcal{G} \dot{\varepsilon}_v^p \quad (13)$$

donde el factor \mathcal{G} es función de la ley de compresión del material por medio de la relación de vacíos e y los parámetros κ y λ ,

$$\mathcal{G} = \frac{1+e}{\lambda - \kappa} \quad (14)$$

La variación de la deformación plástica volumétrica viene dada por:

$$\dot{\varepsilon}_v^p = tr \left(\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p \right) \quad (15)$$

El incremento de las deformaciones plásticas tiene la siguiente regla de flujo no asociada.

$$d\varepsilon^p = \dot{\phi} \frac{dg}{d\boldsymbol{\sigma}} \quad (16)$$

donde g es la función de potencial plástico y $\dot{\phi}$ es el multiplicador plástico, definido al igual que en el modelo CCM, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$\dot{\phi} = \frac{\frac{df}{d\boldsymbol{\sigma}} : C^e : \boldsymbol{\varepsilon}}{\frac{df}{d\boldsymbol{\sigma}} : C^e : \frac{dg}{d\boldsymbol{\sigma}} - \left(\frac{dg}{d\varepsilon_v^p} \frac{dg}{dp} \right)} \quad (17)$$

Una de las principales características del modelo elastoplástico es la superficie de fluencia. Esta muestra el punto donde empiezan las deformaciones elastoplásticas en una trayectoria de esfuerzos. La ecuación matemática que define dicha superficie es:

$$f = M^2 p' (p' - p'_{y,i}) + q^2 \quad (18)$$

Por último, las operaciones tensoriales utilizadas y las derivadas respecto a la función f se encuentran en el Apéndice. Los parámetros del modelo están divididos en dos parte: 1) parámetros intrínsecos del material iguales al modelo CCM: λ y κ son las pendientes de la rama virgen y la rama de descarga de la curva de consolidación del suelo, K es el módulo volumétrico, N es el volumen específico a un esfuerzo efectivo medio de 1 kPa y M es la pendiente del estado crítico en el plano $p' - q$; 2) parámetros por la estructura, los cuales son tres: el primero es la tasa de pérdida de estructura del suelo b ; el segundo parámetro es ω el cual influye en la regla de flujo; y el último es el esfuerzo de fluencia con estructura $p'_{y,i}$.

Por último, las derivadas respecto a la función f y la definición de las operaciones tensoriales utilizadas se encuentran en el Apéndice. Se verificó la implementación del modelo con simulaciones encontradas en la literatura realizadas por Liu y Carter (2006). La primera simulación ejecutada fue una compresión triaxial sobre una muestra de Calcarenita realizada por Lagioia y Nova (1995) y mostrada en la Figura 10 y la segunda simulación es de un triaxial drenado con una presión confinante de 2000 kPa en el mismo suelo (Figura 11). De las simulaciones realizadas de los ensayos, se puede afirmar que la implementación realizada por Liu y Carter (2002) y la del presente trabajo obtienen resultados similares (Figuras 10 y 11).

Modelo hipoplástico con estructura HPS

El marco teórico de la Hipoplasticidad fue desarrollado por Kolymbas (1977) y definida con una rigidez tangencial que sea una función continua de la velocidad de deformación (Niemunis, 2003). Posteriormente Kolymbas realiza la formulación del un modelo hipoplástico y desde entonces se han presentado varias modificaciones al modelo como las de Wu (1992), Wolffersdorff (1996) y Niemunis (2003)

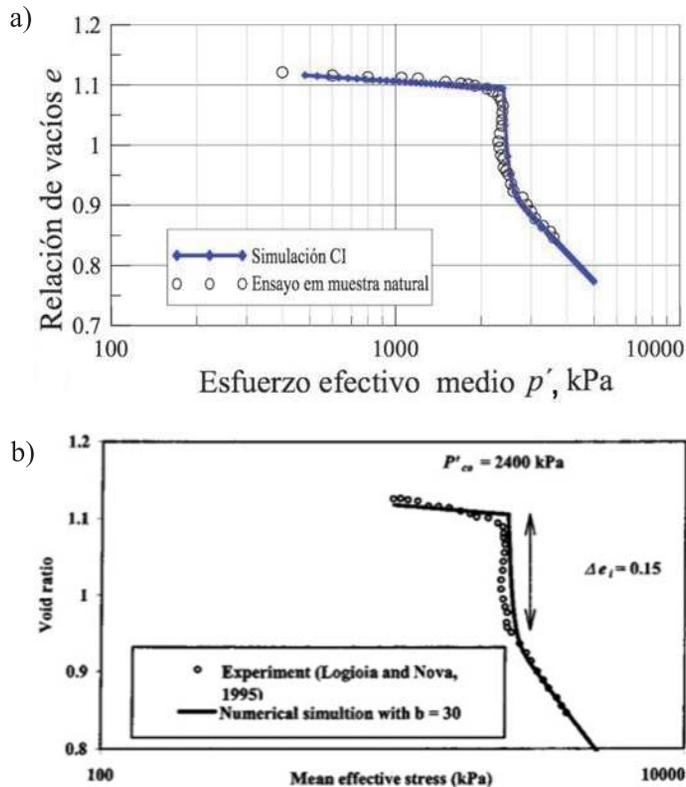
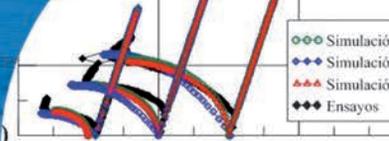


Figura 10: a) Implementación realizada y b) implementación realizada por Liu y Carter (2006)

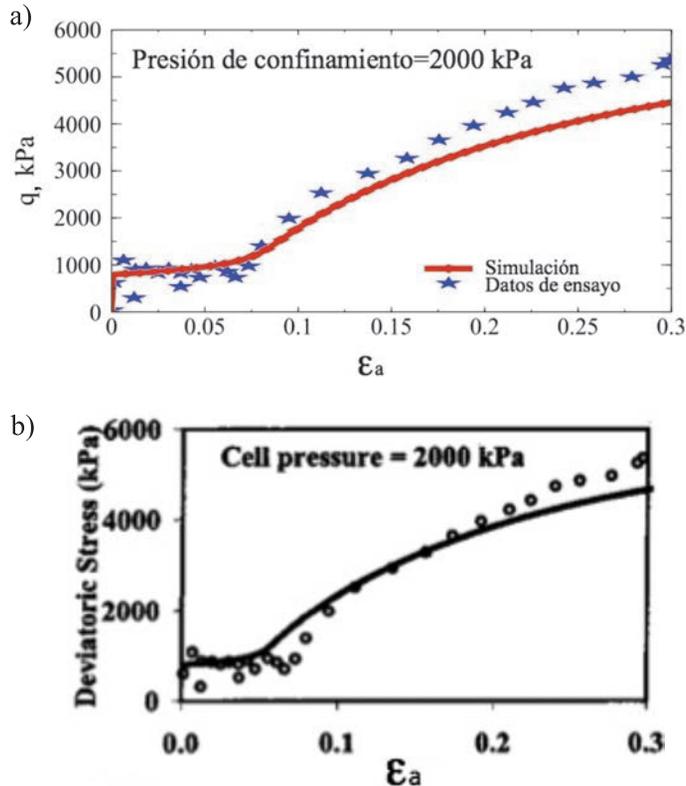


Figura 11: a) Implementación realizada y b) implementación realizada por Liu y Carter (2006)

entre otros. Los anteriores modelos fueron propuestos para suelos granulares, sin embargo se han presentado extensiones para representar el comportamiento de suelos finos como las propuestas por Niemunis (2003) y Masín (2006) para suelos inalterados (con estructura).

La modificación realizada al modelo es la incorporación de la estructura a través de la propuesta hecha por Baudet y Stallebras (2004) y modificada por Masín (2006). La propuesta consiste en la incorporación de un tamaño mayor de la superficie de estado límite SBS, a través de la alteración del esfuerzo equivalente de Hvorslev por un escalar s como se ilustra en la Figura 12. Para la modificación se agregan 3 nuevos parámetros (s_0 , k , A), donde s_0 es el valor inicial de la variable de estado s (factor de estructura o sensibilidad) mostrada en la ecuación (19) (ley de degradación). El factor s_f es el límite a un estado estable (Masín, 2006) con un valor de 1 (Figura 12). El factor k es un parámetro que controla la degradación de la estructura; λ^* es la pendiente de compresibilidad isotrópica virgen en doble logaritmo natural; $\dot{\epsilon}^d$ en la ecuación (20) es llamada tasa de deformación de daño, la cual depende de las tasas de deformaciones volumétricas y cortantes, en la cual se incluye el último factor adicionado A , el cual controla la importancia de las deformaciones cortantes con $0 < A < 0.5$ (Masín, 2006).

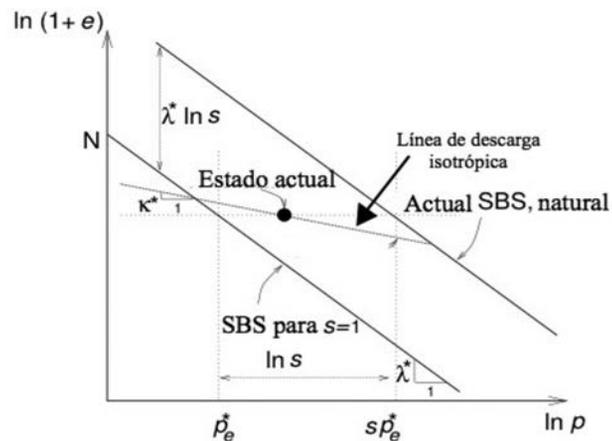
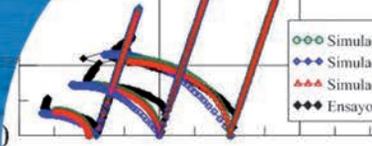


Figura 12: Idealización del comportamiento de compresibilidad de un suelo reconstituido y natural (Masín, 2006)

$$\dot{s} = -\frac{\kappa}{\lambda^*} (s - s_f) \dot{\epsilon}^d \quad (19)$$

$$\dot{\epsilon}^d = \sqrt{\dot{\epsilon}_v^2 + \frac{A}{1-A} \dot{\epsilon}_s^2} \quad (20)$$



A continuación se mostrarán las principales características del modelo para ser implementado en 3D. La ecuación básica se muestra a continuación.

$$\dot{\mathbf{T}} = f_s \mathcal{L} : \mathbf{D} + f_d \mathbf{N} \|\mathbf{D}\| \quad (21)$$

Definiendo $\dot{\mathbf{T}}$ como la tasa de cambio del tensor de esfuerzo de Cauchy en el tiempo, \mathbf{D} como la tasa de cambio de las deformaciones en el tiempo, el tensor de cuarto orden \mathcal{L} y el tensor de segundo orden \mathbf{N} .

$$\mathcal{L} = \frac{1}{\hat{\mathbf{T}} : \hat{\mathbf{T}}} \left(c_1 F^2 \mathbf{II} + c_2 a^2 \hat{\mathbf{T}} \otimes \hat{\mathbf{T}} \right) \quad (22)$$

\mathcal{L} es un tensor constitutivo de cuarto orden en función del tensor de esfuerzos de Cauchy \mathbf{T} , \mathbf{II} es un tensor unitario de cuarto orden y F es el criterio de estado crítico de Matsuoka-Nakai dado por:

$$F = \sqrt{\frac{1}{8} \tan^2 \psi + \frac{2 - \tan^2 \psi}{2 + \sqrt{2} \tan \psi \cos 3\theta}} - \frac{1}{2\sqrt{2}} \tan \psi \quad (23)$$

El factor escalar a está dado por:

$$a = \frac{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi_c)}{2\sqrt{2} \sin \varphi_c} \quad (24)$$

en que φ_c es el ángulo de fricción en estado crítico. En los factores c_1 , c_2 y α está la ley de compresión del material y se presentan a continuación:

$$c_1 = \left(\frac{2(3 + a^2 - 2^\alpha \sqrt{3}a)}{9rS_i} \right) \quad (25)$$

En que r es una constante que relaciona el módulo volumétrico con el módulo cortante no drenado.

$$c_2 = 1 + (1 - c_1) \frac{3}{a^2} \quad (26)$$

$$\alpha = \frac{1}{\ln 2} \ln \left[\frac{\lambda^* - \kappa^* S_i \left(\frac{3 + a^2}{a\sqrt{3}} \right)}{\lambda^* + \kappa^* S_i} \right] \quad (27)$$

Además, se tiene en cuenta la estructura con el factor S_i que modifica la barotropía del material y que multiplica los parámetros r , κ^* para la preservación del sentido físico de estos parámetros en el modelo (Masín, 2006).

$$S_i = \frac{s - (s - s_f)}{s} \quad (28)$$

El tensor \mathbf{N} se expresa como:

$$\mathbf{N} = \mathcal{L} : -Y \left(\frac{\mathbf{m}}{\|\mathbf{m}\|} \right) \quad (29)$$

donde el tensor \mathbf{m} corresponde a la regla de flujo del material, expresada como:

$$\mathbf{m} = -\frac{a}{F} \left[\hat{\mathbf{T}} + \hat{\mathbf{T}}^* - \frac{\hat{\mathbf{T}}}{3} \left(\frac{6\hat{\mathbf{T}} : \hat{\mathbf{T}} - 1}{\left(\frac{a}{F}\right)^2 + \hat{\mathbf{T}} : \hat{\mathbf{T}}} \right) \right] \quad (30)$$

En Y está el criterio de estado crítico en función de las invariantes del tensor de esfuerzos.

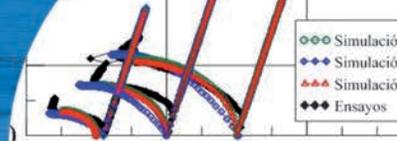
$$Y = \left(\frac{\sqrt{3}a}{3 + a^2} - 1 \right) \left[\frac{(I_1 I_2 + 9I_3)(1 - \sin^2 \varphi_c)}{8I_3 \sin^2 \varphi_c} \right] \quad (31)$$

Para terminar los componentes de la ecuación se tienen los factores escalares f_s y f_d , que representan los factores de barotropía y picnotropía del material.

$$f_s = S_i \frac{\text{tr} \mathbf{T}}{\lambda^*} \left(3 + a^2 - 2^\alpha a \sqrt{3} \right)^{-1} \quad (32)$$

$$f_d = \left(\frac{2p}{sp_e^*} \right)^\alpha \quad (33)$$

Los parámetros usados por el modelo son 8. Los parámetros s , k , A que representan la estructura del material ya fueron explicados. Los 5 restantes pueden ser obtenidos de una muestra reconstituida o inalterada a través de una consolidación triaxial isotrópica, donde se obtienen 3 parámetros (λ^* , κ^* , N) al igual que en el modelo Cam Clay. Pero con la diferencia que son obtenidos en un plano de ejes en escala de logaritmo natural. De un ensayo de corte triaxial no drenado se obtiene r que relaciona el módulo volumétrico con el módulo cortante no drenado, y el ángulo φ_c el cual es análogo a M que es la pendiente del estado crítico del modelo Cam Clay.



Se realizaron simulaciones para comprobar la implementación por medio de un ensayo de compresión triaxial (Figura 13a) y ensayos de corte triaxial drenados en arcilla de Marts (Figura 14a). Estas simulaciones son comparadas con la simulaciones realizadas por Fuentes *et al.* (2010) en las Figuras 13b y 14b para un modelo Viscohipoplástico con estructura, que es una variación del modelo Hipoplástico y posee la misma ley de estructura del material.

Subloading Cam Clay SLCC

El modelo Subloading Cam Clay es propuesto por Pedroso (2006) tomando como base el trabajo presentado por Nakai y Hinokio (2004) y extendido para representar estructura con la propuesta realizada por Nakai *et al.* (2009). Este modelo es una modificación del CCM que fue desarrollado para suelos reconstituidos. Las modificaciones del modelo son descritas a continuación: la primera modificación es la introducción de la variable de estado ρ que representa la preconsolidación del suelo. Esta variable es la diferencia entre la relación de vacíos actual e preconsolidada y la relación de vacíos en la línea normal de consolidación e_N para un mismo esfuerzo, como se muestra en la Figura 15b. Ahora, en la Figura 15a en el espacio de esfuerzos se observan dos superficies, una es la superficie normal del CCM para el esfuerzo máximo al que ha estado sometido el suelo p_{1e} y la otra superficie de menor tamaño es para el estado actual de esfuerzos p_l , la cual es llamada superficie de subcarga. La distancia $\delta = p_{1e} - p_l$ es la esencia del concepto de subcarga que es análoga a ρ (Giraldo y Farias, 2011). Lo anterior, tiene inferencia en el paso del estado preconsolidado al estado normalmente consolidado de una forma suavizada y no de la forma discontinua como en el modelo CCM se pasa de un estado a otro. Esto se realiza por medio de una función G que hace que ρ evolucione de forma parabólica (Figura 16a) con la influencia del parámetro c , según la expresión:

$$G(\rho) = c\rho|\rho| \quad (34)$$

La segunda modificación del modelo es la inclusión de la estructura por medio de la variable de estado ω que presenta un comportamiento lineal (Figura 16b) respecto a la función Q por medio del parámetro b' :

$$Q(\omega) = b'\omega \quad (35)$$

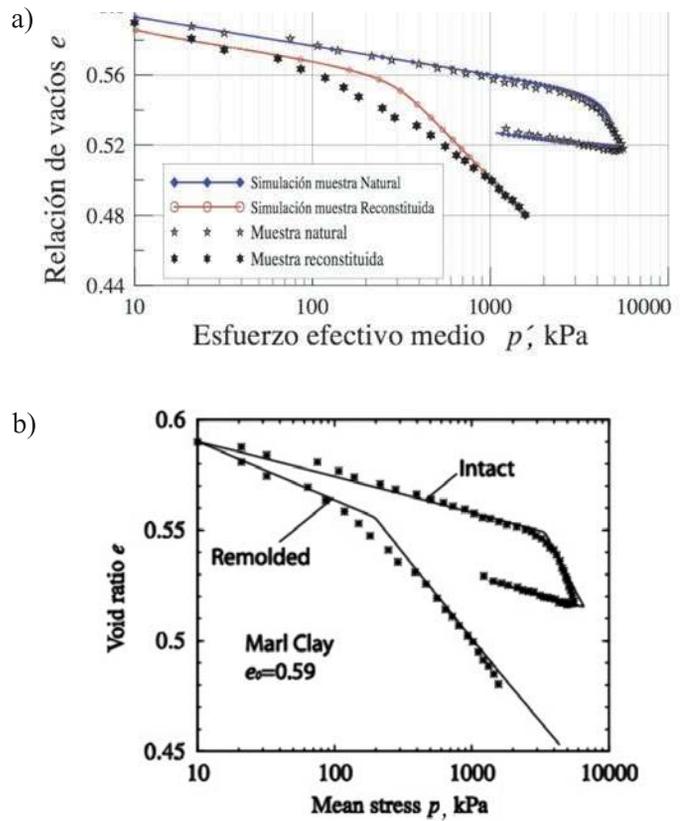


Figura 13: a) Implementación realizada y b) implementación de Fuentes *et al.* (2010)

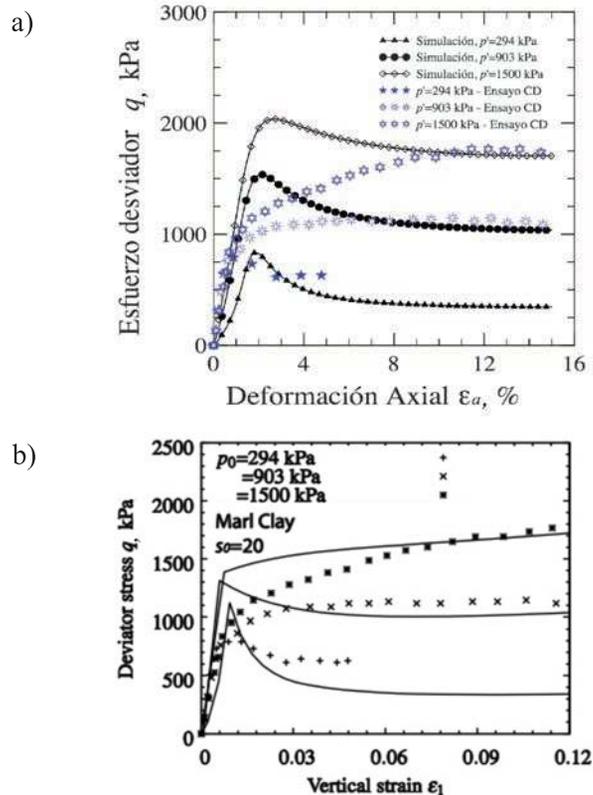


Figura 14: a) Implementación realizada y b) implementación de Fuentes *et al.* (2010)

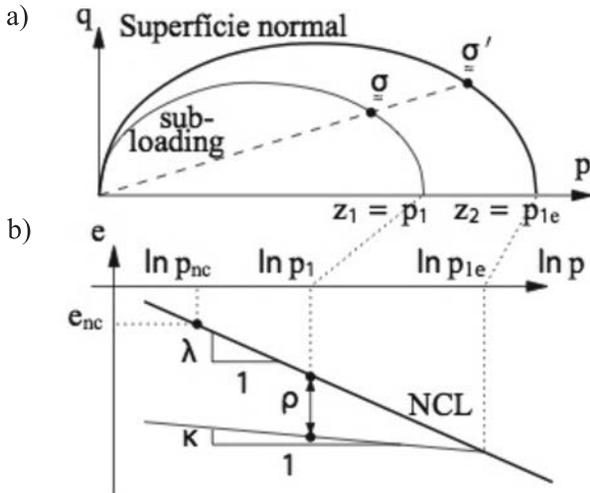
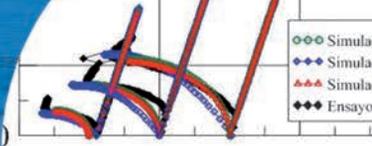


Figura 15: a) Superficie de subcarga y b) medida de r (Farias *et al.*, 2009).

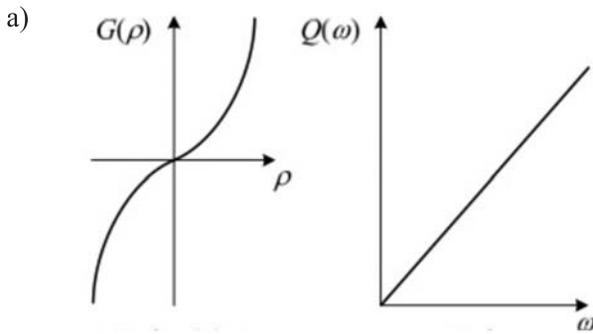


Figura 16: Evolución de las variables de estado ρ y ω con las funciones $G(\rho)$ y $Q(\omega)$

Este concepto es concebido afectando ρ con una densidad imaginaria adicional que hace la obtención de una densidad negativa $-\rho$ que representa la estructura del suelo. Esto ocasiona que la línea de compresión del suelo pase por arriba de la línea de consolidación normal NC, para después volver a caer en ésta. La última modificación del modelo es la inclusión de la anisotropía de esfuerzos de compresión y tensión, donde la máxima relación de esfuerzos M es función del ángulo de Lode (Sheng *et al.*, 2000). Estas variables son dadas por:

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{cr}}{3 - \sin \varphi_{cr}} \quad (36)$$

$$\theta = \frac{1}{3} \sin^{-1} \left(\frac{2\sqrt{2} \det(\xi)}{\sqrt{3} \xi^3} \right) \quad (37)$$

La relación de esfuerzos en función del ángulo de Lode se muestra a continuación:

$$M(\theta) = M \left(\frac{2\omega}{1 + \omega - (1 - \omega) \sin 3\theta} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (38)$$

En que

$$\omega = \frac{3 - \sin \varphi_{cr}}{3 + \sin \varphi_{cr}} \quad (39)$$

De lo anterior se llega a una superficie de fluencia igual a la presentada en (18), pero con el cambio de M por $M(\theta)$ y p_{yij}^2 por p_i . A continuación se dan las ecuaciones para implementar el modelo, intentando no volver a escribir las ecuaciones dadas en CCS. La ecuación básica del modelo es igual que la del modelo CCS, ver (9). El tensor de módulos elástoplásticos C^{ep} en (10) está influenciado por la densidad y la estructura en la parte plástica descrita en (40) por medio de la función L en (41). Otra diferencia es que este modelo tiene una regla de flujo asociadas ($g = f$).

$$C^p = \frac{C^e : \frac{df}{d\sigma} \otimes \frac{dg}{d\sigma} : C^e}{\frac{df}{d\sigma} : C^e : \frac{dg}{d\sigma} - \left(\frac{df}{d\varepsilon_v^p} \frac{dg}{dp} + L \right)} \quad (40)$$

$$L = \frac{1}{(1 + e_0)} \left(\frac{G}{p} + \frac{Q}{p} \right) \quad (41)$$

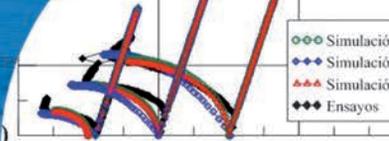
La regla de endurecimiento (42) fue modificada adicionándole una parte por la subcarga y la estructura, por medio de una tasa de deformación adicional $\dot{\varepsilon}_v^{p(sy)}$ en (43). Esta tasa de deformación es el producto del multiplicador plástico $\dot{\phi}$ en (44) por el escalar L en (41).

$$\dot{p}_1 = p_1 \mathcal{G} \left(\dot{\varepsilon}_v^p + \dot{\varepsilon}_v^{p(sy)} \right) \quad (42)$$

$$\dot{\varepsilon}_v^{p(sy)} = \dot{\phi} L \quad (43)$$

$$\dot{\phi} = \frac{\frac{df}{d\sigma} : C^e : \varepsilon}{\frac{df}{d\sigma} : C^e : \frac{dg}{d\sigma} - \left(\frac{dg}{d\varepsilon_v^p} \frac{dg}{dp} + L \right)} \quad (44)$$

Los parámetros usados por el modelo son siete. Los parámetros nuevos del modelo son c , b y ya fueron explicados. Los cinco parámetros restantes son los del modelo Cam Clay modificado y fueron explicados en el



modelo CCS y HPS para el ángulo de fricción crítico. Para la comprobación de la implementación fueron hechas comparaciones con las simulaciones de Giraldo y Farias (2011) de un ensayo de consolidación para observar el aumento de la estructura con el aumento de la variable ω (Figura 17). En la Figura 18 se presenta la comparación de un ensayo triaxial cíclico drenado en la arcilla de Fujinomori simulado por Pedroso (2006).

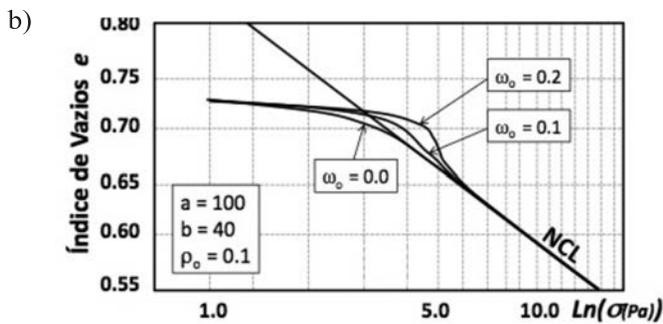
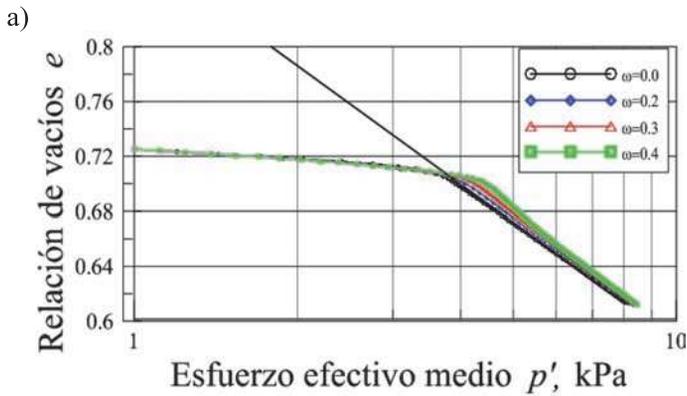


Figura 17: a) Implementación realizada y b) implementación de Giraldo y Farias (2011)

Resultados

Uno de los objetivos de esta investigación es entender cuál modelo puede representar mejor el comportamiento mecánico de la arcilla de la ciudad de Brasilia. Lo anterior se hizo por medio de la simulación de ensayos con diferentes modelos constitutivos aplicados a un punto (element tests) implementados para posteriormente debatir cual podría ser la mejor opción para predecir el comportamiento del suelo. Con los modelos constitutivos implementados en la sección anterior se realizaron simulaciones de compresiones anisotrópicas con las relaciones de esfuerzos mostradas en la sección de ensayos de laboratorio. En la Tabla 1 se presentan los parámetros obtenidos de las simulaciones realizadas en este trabajo.

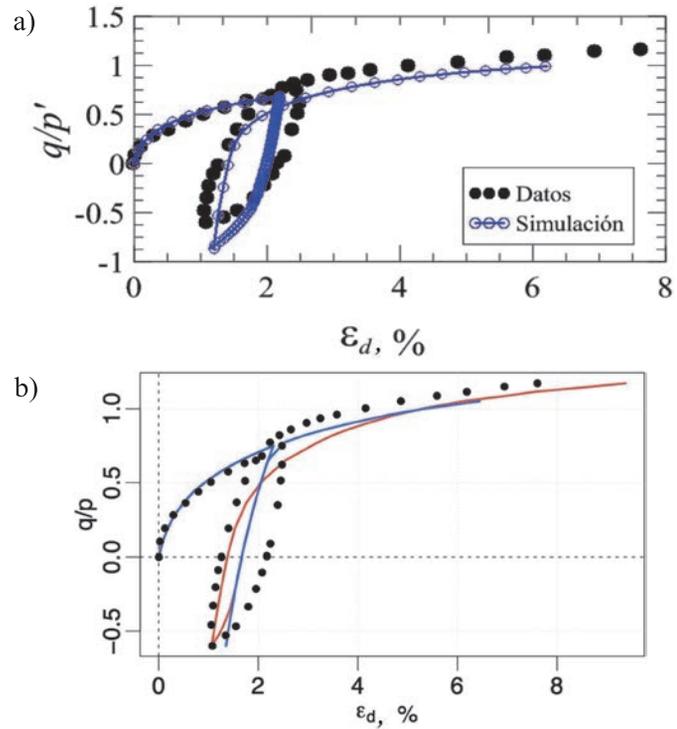


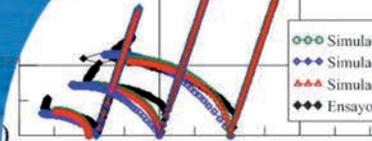
Figura 18: a) Implementación realizada y b) implementación de Pedroso (2006)

Tabla 1: Valores de parámetros obtenidos de las simulaciones

Modelo	Parámetro	Valor	Observación
Cam Clay con estructura	κ	0.0136	Intrínseco ¹
	λ	0.164	Intrínseco ¹
	$p_{v,i}$	80	Estructura ²
	M	1.43	Intrínseco ¹
	μ	0.25	Intrínseco ¹
	b'	30	Estructura ²
	ω	3.33	Estructura ²
Hipoplasticidad con estructura	Δe	0.015	Estructura ²
	κ^*	0.0022	Intrínseco ¹
	λ^*	0.060	Intrínseco ¹
	N	2.134	Intrínseco ¹
	φ_c	31	Intrínseco ¹
	r	0.4	Intrínseco ¹
	s	1.75	Estructura ²
	A	0.4	Estructura ²
Subloading Cam Clay	k	2.5	Estructura ²
	κ	0.0115	Intrínseco ¹
	λ	0.15	Intrínseco ¹
	N	2.03	Intrínseco ¹
	φ_c	30.4	Intrínseco ¹
	μ	0.25	Intrínseco ¹
	b	50	Estructura ²
c	12000	Estructura ²	

¹ Parámetros provenientes del modelo inicial, los cuales pueden ser de muestras naturales o reconstituidas

² Nuevos parámetros adicionados por la estructura del suelo y obtenidos de muestras inalteradas



La simulación del ensayo de consolidación fue realizada con una relación de esfuerzos $\eta = 0.3$ y a una velocidad de deformación constante $\dot{\epsilon} = 0.03$ mm/min. Durante el ensayo se simuló una relajación a una tensión efectiva media de 220 kPa por 1200 min (tiempo usado en el ensayo para la estabilización del esfuerzo efectivo medio). Posteriormente se continuó con la velocidad de deformación anterior hasta un esfuerzo efectivo medio de 550 kPa aproximadamente. Después se realizó una descarga hasta un esfuerzo efectivo medio de 5 kPa y por último se volvió a cargar hasta 580 kPa. En las Figuras 19a y 19b se presentan los resultados de las simulaciones realizadas en los planos de esfuerzo efectivo medio, índice de vacíos y tiempo. De estas simulaciones se observó que ninguna fue capaz de representar el “loop” presentado en el ensayo cuando se carga y descarga el suelo, lo cual puede ser importante ya que el material está sometido a cargas cíclicas. Además ninguno de los modelos representó la pérdida de esfuerzo efectivo medio en el tiempo con una deformación constante (relajación). Lo anterior es debido a que ninguno de los modelos implementados tiene en cuenta la viscosidad del suelo.

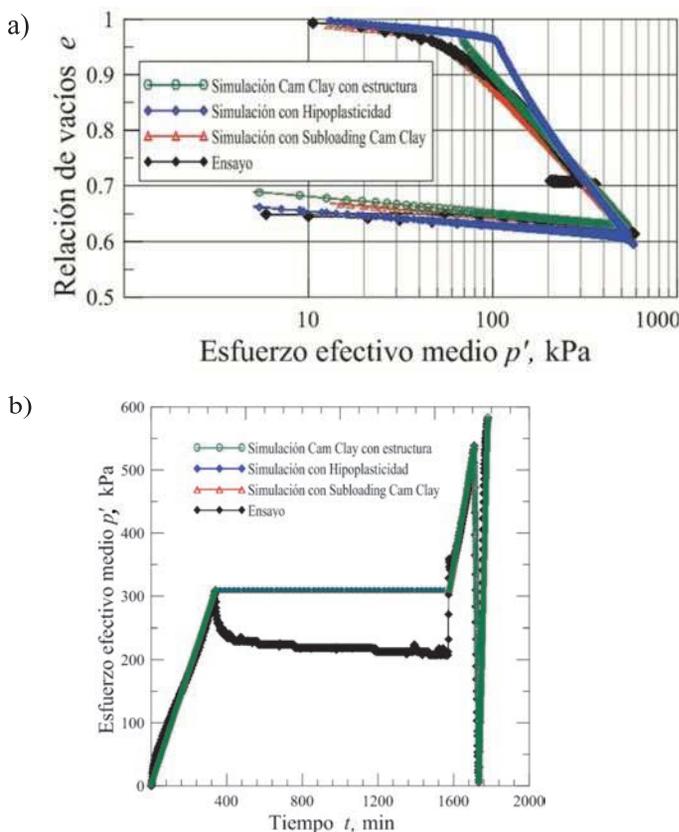


Figura 19: Comparación de simulaciones realizadas y el ensayo de consolidación con $\eta = 0.3$

Se simuló un ensayo de compresión anisotrópico con una relación de esfuerzos de $\eta = 0.5$. En las Figuras 20a y 20b se presentan los resultados de las simulaciones y el ensayo. La trayectoria de esfuerzos está en la Figura 2. Las simulaciones fueron realizadas simulando los cambios de velocidad realizados en el ensayo de laboratorio con cambios del tiempo de simulación para una deformación unitaria dada (Figura 20b). De las anteriores simulaciones se observó que el modelo Cam Clay con estructura presentó un cambio brusco de estado preconsolidado a normalmente consolidado, el modelo Hipoplástico presentó un punto intermedio entre los tres modelos y el modelo Subloading Cam Clay presentó la transición más suave y parecida al ensayo, de un estado preconsolidado a uno normalmente consolidado.

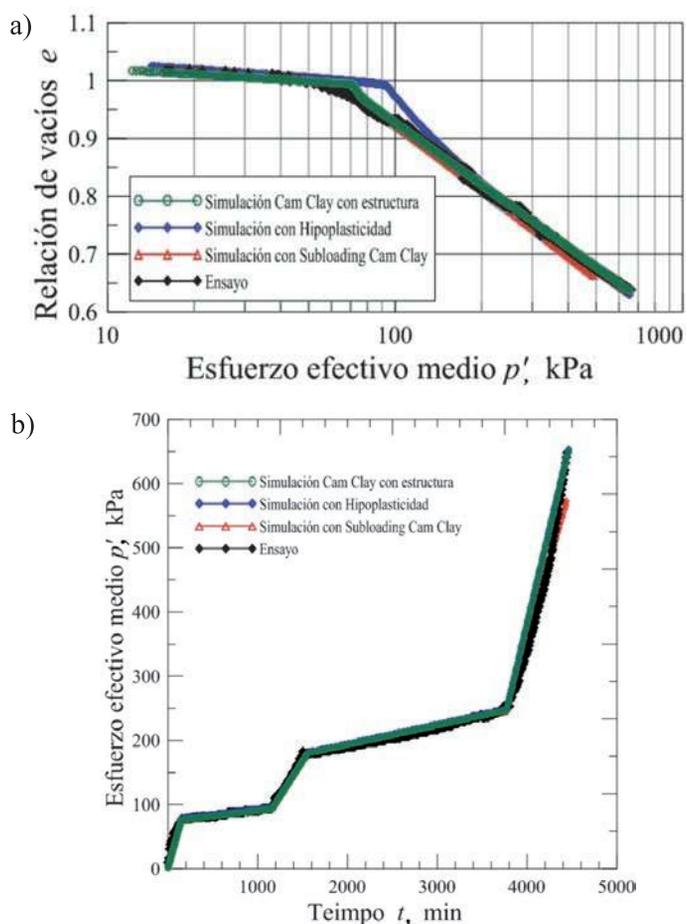
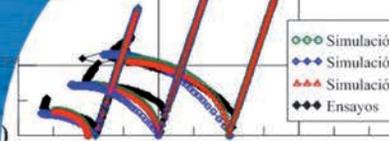


Figura 20: Comparación de simulaciones realizadas y el ensayo de consolidación con $\eta = 0.5$

Por último, en la Figura 21, se realiza la comparación de las simulaciones y el ensayo, al tener un cambio en la relación de esfuerzos ($\eta = 0.5$ a $\eta = 0.0$). En la Figura 21a se observa que los modelos Cam Clay con estructura y Subloading



captan el mismo cambio de esfuerzo de preconsolidación con el cambio de trayectoria de esfuerzos en el ensayo. Esto ocurre porque los dos modelos tienen la misma superficie de plastificación, lo que no ocurre con el modelo Hipoplástico que no tiene la misma superficie definida. Los modelos Cam Clay usados fueron los que mejor simularon el cambio del esfuerzo de preconsolidación en comparación con el ensayo. En la Figura 21b se muestra un comportamiento similar de las simulaciones en comparación con el ensayo.

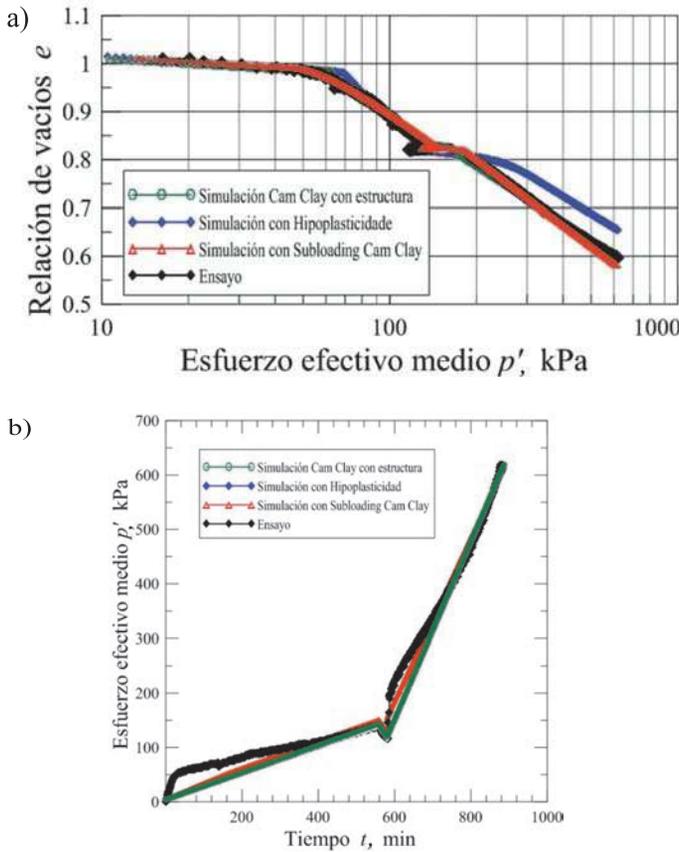


Figura 21: Comparación de simulaciones realizadas y el ensayo de consolidación con $\eta = 0.5-0.0$

Se comenzó con las simulaciones de seis ensayos triaxiales con la generación de esfuerzos de corte a presiones efectivas de confinamiento de 110, 200 y 300 kPa. Los primeros tres ensayos simulados fueron bajo una condición no drenada (deformación volumétrica igual a cero), como se muestra en las Figuras 22 y 23a. Los otros tres ensayos fueron simulados con las mismas condiciones de confinamiento, pero con esfuerzos desviadores de forma drenada (Figuras 22 y 23b). En estas simulaciones se usaron los parámetros obtenidos de las simulaciones de los ensayos de consolidación (los cuales son presentados al final de la sección).

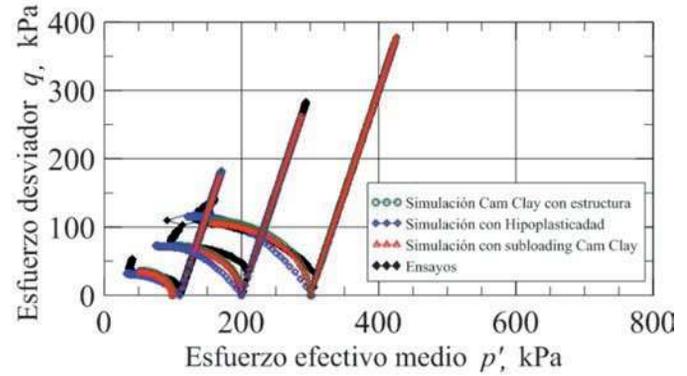


Figura 22: Trayectorias de esfuerzos simuladas de los ensayos triaxiales

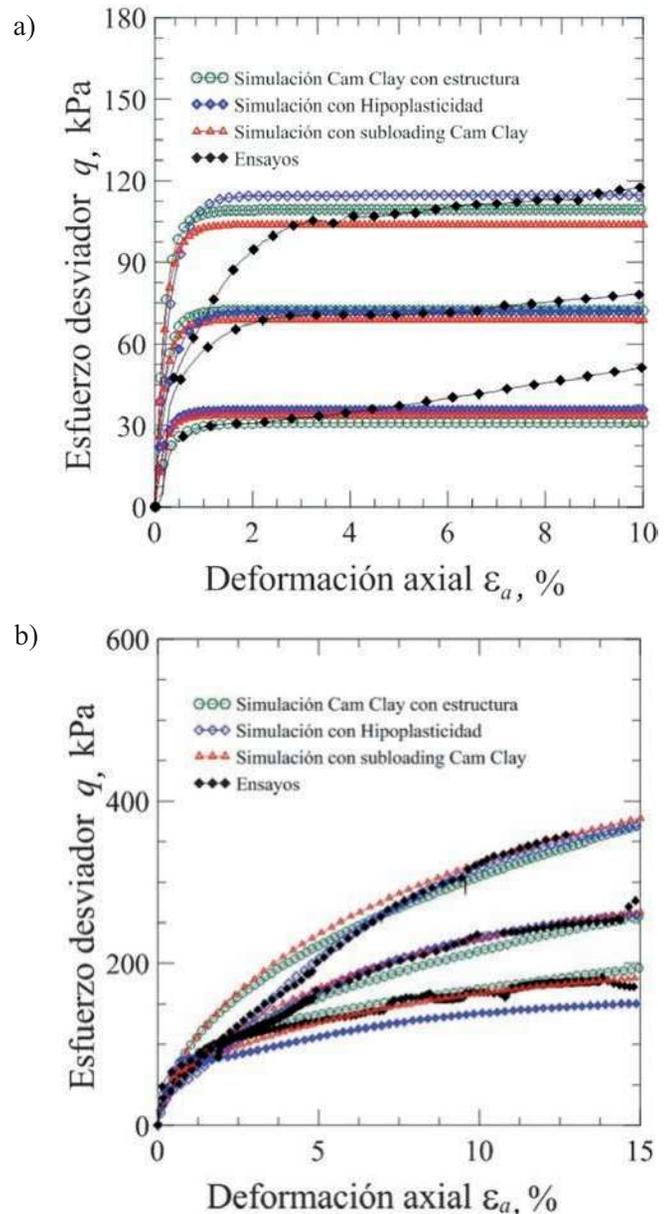
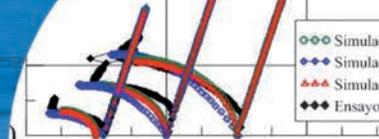


Figura 23: Comparación de simulaciones realizadas con ensayos triaxiales para: a) condiciones no drenadas y b) condiciones drenadas



De estas comparaciones se observó que ninguno de los modelos implementados fue capaz de representar las variaciones de esfuerzo y deformación de los ensayos no drenados (Figura 23a). Sin embargo, los tres modelos presentaron variaciones de esfuerzo y deformación similares. En cuanto a los ensayos drenados se observó un desempeño mejor al comparar las variaciones de esfuerzo y deformación (Figura 23b), sin embargo el modelo hipoplástico representa un poco mejor las variaciones de deformación y esfuerzo al captar el efecto de cementación presentado en los ensayos.

Análisis de resultados y discusión

Basándose en los ensayos triaxiales realizados, se puede observar que la arcilla estructurada de la ciudad de Brasilia es poco influenciada por la variación de velocidad en los ensayos. En las Figuras 4a y 8a se encuentran las isotacas (líneas de esfuerzo-deformación con el cambio de velocidad que afectan la resistencia del suelo) al igual que en los trabajos presentados por Tatsuoka *et al.* (2000) y Sorensen *et al.* (2007). Se realizó el cálculo del porcentaje de aumento o disminución de la resistencia con el cambio de velocidad y se obtuvo un porcentaje de 3%. Leinenkugel (1976) relacionó la influencia de la velocidad en la resistencia del suelo a través de la viscosidad, como es mostrado en la ecuación (45), con esta ecuación se calculó un índice de viscosidad $I_{va} = 0.0135$, el cual presenta un valor bajo como se muestra en la Figura 24. La figura anterior fue obtenida del trabajo presentado por Krieg (2000) y relaciona experimentalmente el I_{va} con el límite de liquidez del suelo.

$$R_{ev} = R_{ev\alpha} \left[1 + I_{va} \ln \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_\alpha} \right] \quad (45)$$

De los ensayos de consolidación triaxial, se observa que el efecto de cementación está aproximadamente hasta 500 kPa (Figuras 3, 4 y 5) y su efecto es bajo en comparación con otros suelos reportados por Lagioia y Nova (1995) y Anagnostopoulos *et al.* (1991). Sin embargo, al estudiar el efecto de la cementación se obtiene un valor aproximado del 30% de influencia de la cementación en el esfuerzo de preconsolidación, lo cual puede ser importante en los diseños geotécnicos al momento de usar metodologías de comportamiento preconsolidado a normalmente consolidado e interpretar los resultados de laboratorio.

Otro aspecto importante es la influencia de la cementación en los ensayos triaxiales drenados, donde ésta hace variar los valores de deformación unitaria vertical de 1.5% hasta 7%, valores típicos donde trabajan las obras geotécnicas y que afecta la rigidez del suelo.

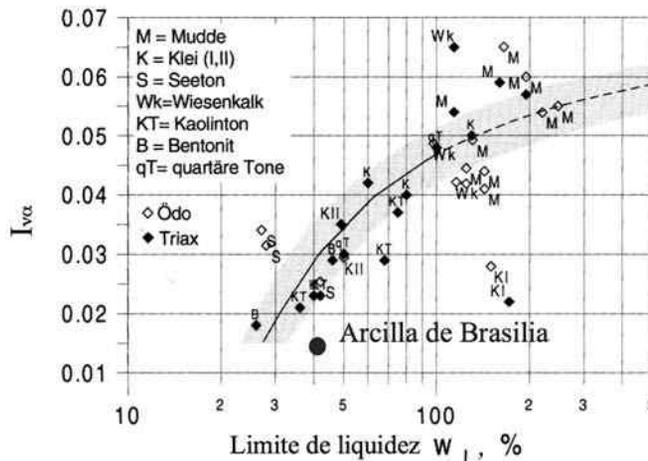
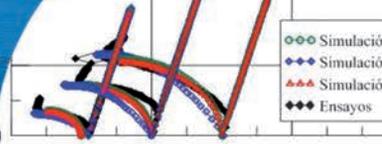


Figura 24: Límite de liquidez versus índice de viscosidad (Krieg, 2000)

El modelo Cam Clay con estructura ignora la anisotropía de esfuerzos que presenta el suelo cuando es sometido a un estado de compresión y extensión triaxial. Los modelos Subloading Cam Clay e Hipoplásticos tienen en cuenta este tipo de anisotropía por los criterios de ruptura incorporados (criterio de Argyris-Sheng y Matsuoka-Nakai), al presentar una menor resistencia del suelo cuando es sometido a un esfuerzo de tensión.

El modelo Subloading Cam Clay cuenta con una regla de flujo asociada, lo cual puede ser una desventaja del modelo. Lo anterior se debe a las observaciones experimentales que evidencian una relación entre los incrementos de deformación plástica desviadora y deformación plástica volumétrica menores que los presentes en muestras reconstituidas (Liu y Carter, 2002). El modelo Cam Clay con estructura ya tiene una regla de flujo no asociada por medio de una superficie de potencial plástico diferente de la superficie de fluencia, como se mostró en la ecuación (4). El modelo Hipoplástico cuenta con una regla de flujo que está en dirección opuesta a la tasa de deformación (Masín, 2006), pero al realizar una analogía con las leyes de flujo presentadas por el modelo Cam Clay se tendría una regla de flujo no asociada (Niemunis, 2003). En los modelos de Hipoplásticos y Subloading Cam Clay se observó un paso suave del estado elástico (estructurado) al estado



elasto-plástico (desestructurado). En el modelo Cam Clay con estructura no ocurrió esto, al tener un cambio brusco del estado elástico al estado elasto-plástico.

Conclusiones

Basados en los ensayos triaxiales realizados y en las simulaciones se observó que los modelos estudiados pueden representar algunas características del suelo analizado, pero no todas. De las características no representadas por los modelos está el endurecimiento obtenido en los ensayos triaxiales no drenados y el relajamiento obtenido en el ensayo de consolidación. De las características obtenidas están las curvas tensión-deformación del ensayo triaxial drenado y el cambio del comportamiento preconsolidado a normalmente consolidado. Sin embargo, el modelo subloading Cam Clay presenta una transición menos rígida del cambio de éstas que se asemeja más a los resultados de los ensayos. El modelo Hipoplástico representó mejor el efecto de cementación en los ensayos triaxiales drenados y se observó una facilidad mayor al momento de realizar la implementación en tres dimensiones. Con lo anterior se crean dos nuevas opciones para seguir investigando: desarrollar otros modelos constitutivos o crear un modelo que represente mejor las características atípicas de la arcilla porosa de la ciudad de Brasilia.

Agradecimientos

Los autores agradecen al Consejo Nacional de Desarrollo Científico y Tecnológico CNPq y a la Universidad de Brasilia por el soporte técnico y financiero. El primer autor agradece a la Universidad Piloto de Colombia, al grupo de investigación HD+i en el proyecto de Modelación numérica de cimentaciones profundas tomando en cuenta la variabilidad de los parámetros geotécnicos por el soporte técnico y financiero.

Apéndice

La notación tensorial utilizada en este trabajo es matricial. Por definición, los tensores son transformadores lineales enmarcados dentro de un espacio (dimensiones) y se pueden representar mediante una base. Para fines de este documento se selecciona una base cartesiana con vectores unitarios e_1 , e_2 , e_3 . Bajo la representación tensorial, los escalares estarán denotados con letra cursiva en minúscula, p.e. λ con excepción de algunas siglas que

representan un valor escalar y se simbolizan con letra mayúscula y normal, p.e. OCR. Los tensores de segundo orden se denotan por letras en negrilla, p.e. σ y de cuarto orden con letra Cambria Math en mayúscula, p.e. C^{ep} . Algunos operadores tensoriales serán introducidos a lo largo del documento. El producto punto será denotado por $\mathbf{A} \cdot \mathbf{B} = A_{ij} B_{jk}$. El doble producto punto trasponiendo un tensor, también conocido como doble contracción será definido como la traza del producto punto con el primer tensor transpuesto, $\mathbf{A} : \mathbf{B} = \text{tr}(\mathbf{A}^T \cdot \mathbf{B})$. El símbolo \otimes denota producto diádico. La traza de un tensor de segundo orden extrae la suma de los elementos con índices iguales y se representa como $\text{tr} \mathbf{A} = A_{ij}$.

En (46) se muestra la derivada parcial de f respecto a cada componente de esfuerzo y sus derivadas internas.

$$\frac{df}{d\sigma} = \frac{df}{dp} \frac{dp}{d\sigma} + \frac{df}{dq} \frac{dq}{d\sigma} + \frac{df}{dM(\theta)} \frac{dM(\theta)}{d\theta} \frac{d\theta}{d\sigma} \quad (46)$$

Derivada de f respecto al esfuerzo efectivo medio p .

$$\frac{df}{dp} = M(\theta)^2 (2p - p_1) \quad (47)$$

Derivada de p respecto al tensor de segundo orden σ .

$$\frac{dp}{d\sigma} = \frac{1}{3} \mathbf{1} \quad (48)$$

Derivada de f respecto al esfuerzo desviador q .

$$\frac{df}{dq} = 2q \quad (49)$$

Derivada de q respecto al tensor de esfuerzos σ .

$$\frac{dq}{d\sigma} = \sqrt{\frac{3}{2}} \frac{\xi}{\|\xi\|} \quad (50)$$

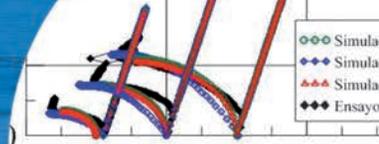
Derivada de f respecto a la pendiente del estado crítico afectado por el ángulo de Lode $M(\theta)$.

$$\frac{df}{dM(\theta)} = 2M(\theta)p(p - p_1) \quad (51)$$

Derivada de $M(\theta)$ respecto al ángulo de Lode θ .

$$\frac{dM(\theta)}{d\theta} = \frac{0.75M(1-w)\cos 3\theta}{1+w-(1-w)\sin 3\theta} \quad (52)$$

Derivada de θ respecto al tensor de segundo orden σ .



$$\frac{d\theta}{d\sigma} = \frac{1.5}{q^2 \cos 3\theta} \left(\frac{3}{q} \text{dev} \xi^2 - \sin 3\theta \xi \right) \quad (53)$$

Se dan las derivadas respecto a la función de potencial plástico g para implementar el modelo CCS.

$$\frac{dg}{d\sigma} = \frac{dg}{dp} \frac{dp}{d\sigma} + \frac{dg}{dq} \frac{dq}{d\sigma} \quad (54)$$

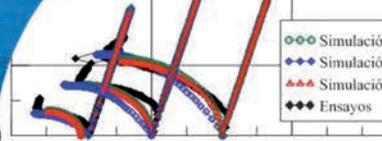
$$\frac{dg}{dp} = 2M(\theta)^2 p - M(\theta)^2 p_{y,i}^a \left(\frac{2a-1}{a} \right) p^{\frac{a-1}{a}} \quad (55)$$

$$a = \frac{(1-\omega\Delta e)}{(1-2\omega\Delta e)} \quad (56)$$

$$\frac{dg}{dq} = 2(1-2\omega\Delta e)q \quad (57)$$

Referencias

- Anagnostopoulos, A.G., Kalteziotis, N., Tsiambaos, G.K. and Kavvadas, M. (1991). Geotechnical properties of the Corinth canal marls. *Geotechnical and Geological Engineering* 9(1), 1–26
- Baudet, B.A. and Stallebrass, S.E. (2004). A constitutive model for structured clays. *Géotechnique* 54(4), 269–278
- Burland, J.B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique* 40(3), 329–378
- Camapum de Carvalho, J., Martines M., Moreira de Souza, N. e da Silva M. (2006). *Processos Erosivos no Centro-Oeste Brasileiro*. Universidade de Brasília (en portugués)
- Cuccovillo, T. and Coop, M.R. (1999). On the mechanics of structured sands. *Géotechnique* 49(6), 741–760
- Farias, M.M., Pedroso, D.M. and Nakai, T. (2009). Automatic substepping integration of the subloading t_{ij} model with stress path dependent hardening. *Computers and Geotechnics* 36, 537–548
- Fuentes, W., Mendoza, C. and Lizcano, A. (2010). Evaluation of an extended viscohypoplastic model for structured soils. *XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, [DC-Room], Brasília, Brasil
- Giraldo, R. e Farias, M. (2011). Validação experimental de um modelo simples para solos. *VI INFOGEO - Simpósio Brasileiro de Aplicações de Informática em Geotecnia*, 1, 1
- Guimarães, R. (2002). *Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas*. Tesis MSc, Universidade de Brasília (en portugués)
- Helwany, S. (2007). *Applied Soil Mechanics with ABAQUS Applications*. 1st edition. John Wiley and Sons, Inc.
- Kolymbas, D. (1977). *Ein nichtlineares viskoplastisches Stoffgesetz für Boden*. PhD thesis, Insitut für Boden und Felsmechanik, University of Karlsruhe, Germany (en alemán)
- Krieg, S. (2000). *Viskoses Bodenverhalten von Mudden, Seeton und Klei*. PhD thesis, University of Karlsruhe, Germany (en alemán)
- Lagioia, R. and Nova, R. (1995). An experimental and theoretical study of the behaviour of a calcarenite in triaxial compression. *Géotechnique* 45(4), 633–648
- Leinenkugel, H.J. (1976). Deformation and strength behavior of cohesive soils experiments and their physical meaning. Tech. Rep. Heft 66, Institute of Soil and Rock Mechanics, University of Karlsruhe, Germany
- Leroueil, S. and Vaughan, P.R. (1990). The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. *Géotechnique* 40(3), 467–488
- Liu, M.D. and Carter, J.P. (2002). A structured Cam Clay model. *Canadian Geotechnical Journal* 39(6), 1313–1332
- Liu, M.D. and Carter, J.P. (2006). A structured Cam Clay model. *Research report N° R814, University of Sydney, Australia*.
- Liyanapathirana, S., Carter, J. and Airey, D. (2005). Numerical modeling of nonhomogeneous behaviour of structured soils in triaxial tests. *International Journal of Geomechanics* 5(1), 10–23
- Masín, D. (2006). *Hypoplastic models for fine-grained soils*. PhD thesis, Charles University, Prague, Czech Republic
- Melfi, A.J. (1997). *Lateritas e Processos de Laterização*. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (en portugués)
- Mendoza, C.C. (2013). *Experimental and numerical behaviour of deep foundations made up by “Alluvial Anker” type piles founded in a tropical soil of Brazil*. PhD thesis, University of Brasília (in Portuguese)
- Nakai, T. and Hinokio, M. (2004). A simple elastoplastic model for normally and over consolidated soils with unified material parameters. *Soils and Foundations* 44(2): 12–30



- Nakai, T., Shahin, H.M., Kikumoto, M., Kyokawa, H. and Zhang, F. (2009). Simple and unified method for describing various characteristics of geomaterials – Influences of density, bonding, time effects and others. *Journal of Applied Mechanics JSCE* **12**, 371- 382 (in Japanese)
- Niemunis, A. (2008). *Incremental Driver, user's manual*. Karlsruhe Institute of Technology KIT
- Niemunis, A. (2003). Extended hypoplastic models for soils. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Ruhr Universität Bochum, Germany
- Pedroso, D.M. (2006). *Representação matemática do comportamento mecânico cíclico de solos saturados e não saturados*. Tesis PhD, Universidade de Brasília (en portugués)
- Roscoe, K.H., Schofield, A.N. and Wroth, C.P. (1958). On the yielding of soils. *Géotechnique* **8**(1), 22–52
- Roscoe, K.H., Schofield, A.N. and Thurairajah, A. (1963). Yielding of clays in states wetter than critical. *Géotechnique* **13**(3), 211–240
- Roscoe, K.H., and Burland, J.B. (1968). On the generalized stress-strain behavior of “wet clay”. In *Engineering Plasticity*. Edited by J. Herman and F.A. Leckie. Cambridge University Press, 535-609
- Sheng, D., Sloan S.W. and Yu, H.S. (2000). Aspects of finite element implementation of critical state models. *Computational Mechanics* **26**(2), 185-196
- Sorensen, K.K., Baudet, S. and Simpson, B. (2007). Influence of structure on the time-dependent behaviour of a stiff sedimentary clay. *Géotechnique* **57**(1), 113–124
- Tatsuoka, F., Santucci de Magistris, F., Hayano, K., Momoya, Y. and Koseki., J. (2000). Some new aspects of time effects on the stress and strain behavior of stiff geomaterials. *Proceedings of the Second International Conference on Hard Soils - Soft Rocks*, Napoli, Vol. 2, 1285-1371
- Vatsala, A., Nova, R. and Murthy, B.R.S. (2001). Elastoplastic model for cemented soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **127**(8), 679–687
- Wolffersdorff, P.A. (1996), A hypoplastic equation for granular materials with a predefined limit state surface. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials* **1**(3), 251-271
- Whitlow, R. (2000). *Basic soil mechanics*. Prentice Hall, 4th ed.
- Wu, W. (1992). *Hypoplastizität als mathematisches Modell zum mechanischen Verhalten granularer Stoffe*. PhD thesis, Insitut für Boden und Felsmechanik, University of Karlsruhe, Germany (en alemán)
- Yan, W.M. and Li, X.S. (2011). A model for natural soil with bonds. *Géotechnique* **61**(2), 95–106

Guía para publicar en Obras y Proyectos

1. Los artículos enviados deben ser originales y no haber sido publicados antes ni estar en proceso de revisión por otra publicación. Una vez que el artículo es recibido conforme a los puntos detallados más abajo, éste será enviado a revisores externos, expertos en los temas específicos que trata el artículo. Los autores tienen la responsabilidad de reconocer y declarar cualquier conflicto de intereses que pudiera sesgar su trabajo, por ejemplo, indicando fuentes de financiamiento y apoyo.
2. El artículo deberá tener una extensión máxima de 8000 palabras. No se exige un formato específico, pero se sugiere usar tamaño de letra 12, tipo de letra Times New Roman y espaciamiento doble. Se pide claridad tanto en lo escrito, o sea, buena redacción con una secuencia lógica de lo que se presenta, como en las figuras, gráficos, tablas y fotos.
3. Los artículos deberán tener en su primera página el título, el nombre y apellido del o los autores, además de la afiliación, dirección postal y electrónica de todos los autores. El título debe estar en castellano y en inglés.
4. El resumen o abstract no debe exceder las 250 palabras y debe apuntar a los aspectos claves del artículo y dar una síntesis de las aplicaciones y conclusiones más importantes que el artículo entrega. El abstract debe ser una traducción correcta del resumen al inglés. Se deben incluir palabras claves tanto en castellano como en inglés.
5. Las referencias deben estar completas y correctas. Las referencias citadas en el texto, figuras y tablas deben estar incluidas en las referencias al final del artículo y viceversa. En el texto, figuras y tablas, las referencias deben citarse como Martínez (2008) o (Goodell y Warren, 2006). Para más de dos autores deben indicarse como (Van Abeelen *et al.*, 2008). Al autor de un mismo año deben diferenciarse usando 2010a, 2010b, etc. El estilo de las referencias debe seguir los esquemas siguientes:

Navarrete, M. (2009). Influencia del contenido de finos no plástico en la rigidez y el amortiguamiento a bajas amplitudes de deformación en arenas cuarzosas. *Obras y Proyectos* **6**, 19-30

Wichtmann, T., Niemunis, A., Triantafyllidis, Th. and Poblete, M. (2005). Correlation of cyclic preloading with the liquefaction resistance. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **25** (12), 923 - 932

Lunne, T., Robertson, P.K. and Powell, J.J.M. (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. Spon Press
6. Las tablas y fórmulas (ecuaciones) deberán ser numeradas secuencialmente en el mismo orden en que aparecen en el texto, con números arábigos y haciendo referencia a ellas como: Tabla 1, Tabla 2; (1), (2)...etc. para fórmulas, según corresponda. En el caso de las tablas, ellas no deben duplicar los resultados presentados en gráficos y el título debe colocarse en la parte superior. El sistema de unidades a emplear será el Sistema Internacional (SI).
7. Las figuras pueden incluir gráficos, esquemas y diagramas. Las figuras deben enviarse en una condición lista para su publicación, con calidad de impresión láser. Si son fotografías, deben ser de alta calidad. Deben numerarse en forma secuencial: Figura 1, Figura 2 o Foto 1, Foto 2, etc. y su título deberá colocarse en la parte inferior. Las figuras deberán ser mencionadas dentro del texto antes de que aparezcan.
8. Las opiniones vertidas en los artículos publicados en Obras y Proyectos son de exclusiva responsabilidad del autor o los autores de los mismos y no reflejan necesariamente los puntos de vista del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de la Santísima Concepción, UCSC.
9. El envío de un artículo a la revista Obras y Proyectos implica que los autores aceptan transferir el derecho de autor de sus artículos a la UCSC siempre y cuando el artículo sea aceptado para publicación. El derecho de autor cubre los derechos exclusivos para la reproducción y distribución del artículo, incluyendo re-impresiones, reproducciones fotográficas, microfilms, escaneo de documentos o cualquier reproducción de naturaleza similar así como traducciones. Permisos para usar figuras que no son de propiedad de los autores deben ser obtenidos por el autor en forma previa al envío del artículo.

Obras y Proyectos guidelines for authors

1. The articles sent should be original and not have been published before nor be in a revision process for other publication. Once the article is received complying with the points detailed below, it will be sent to external reviewers, experts in the specific subject of the article. The authors are responsible for recognising any conflict of interest which might bias the work, for example, naming sources of funding and support.
2. Articles should not have more than 8000 words. No specific format is obligatory, but it is suggested the use of letter size 12, Times New Roman letter type and double spacing. It is required to write with clarity, which means to follow a logical sequence of what is written. It is also needed clear figures, plots, tables and pictures.
3. Articles should include in the first page the title, name and surname of the authors as well as the affiliation, postal and electronic address of all the authors. The title has to be written in Spanish and English.
4. The abstract should not exceed more than 250 words and should address the key points of the articles and gives a brief resume of the application and main article conclusion. The abstract has to be a correct translation from the Spanish. Keywords have to be included in English and Spanish.
5. The references have to be complete and correct. The references cited in the text, figures and tables have to be included in the reference list at the end of the article and vice versa. In the text, figures and tables, references should be written as Martínez (2008) or (Goodell and Warren, 2006). For more than two authors it should be cited as (Van Abeelen et al., 2008). If the same authors cited have more than one publication the same year, it should be used 2010a, 2010b, etc. The style of the references should consider the following examples:

Navarrete, M. (2009). Influencia del contenido de finos no plástico en la rigidez y el amortiguamiento a bajas amplitudes de deformación en arenas cuarzosas. *Obras y Proyectos* 6, 19-30

Wichtmann, T., Niemunis, A., Triantafyllidis, Th. and Poblete, M. (2005). Correlation of cyclic preloading with the liquefaction resistance. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 25 (12), 923 - 932

Lunne, T., Robertson, P.K. and Powell, J.J.M. (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. Spon Press
6. Tables and formulae (equations) should be numbered sequentially in the same order as they appear in the text, with Arabic numbers and referring to them as: Table 1, Table 2, formula (1), formula (2)...etc., as appropriate. Tables should not repeat results presented in plots and the titles for tables put above the table. The unit system accepted is the International System IS.
7. Figures can include plots, sketches and diagrams. Figures should be sent ready for publication, laser print quality. Photographies and pictures should also be of high quality. Sequentially numbered as Figure 1, Figure 2 or Photography 1, Photography 2, etc. and the title for the figure put below the figure. Figures have to be mentioned in the text before they appear.
8. Opinions stated in the articles published in *Obras y Proyectos* are exclusive responsibility of the authors and they do not reflect necessarily the point of views of the Department of Civil Engineering of the Catholic University of Concepción, UCSC.
9. The submission of an article to *Obras y Proyectos* implicates that the authors accept to transfer the authors' rights of their articles to the UCSC only if the article is accepted for publication. The copyrights cover the exclusive rights for the reproduction and distribution of the article, including reprints, photographic reproductions, microfilms, scanning or any other similar preproduction method as well as translations. Permissions to use figures which do not belong to the authors have to be obtained by the authors before submitting the article.



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

Servicios:

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

Ruta 160 km 15,5 Lote A-1, Coronel | Fono: +56 41 2390778 | profund@profund.cl | www.profund.cl



**Representantes
para Chile de
HUMBOLDT Mfg.
USA**



Suelos - Hormigones - Asfaltos

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



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

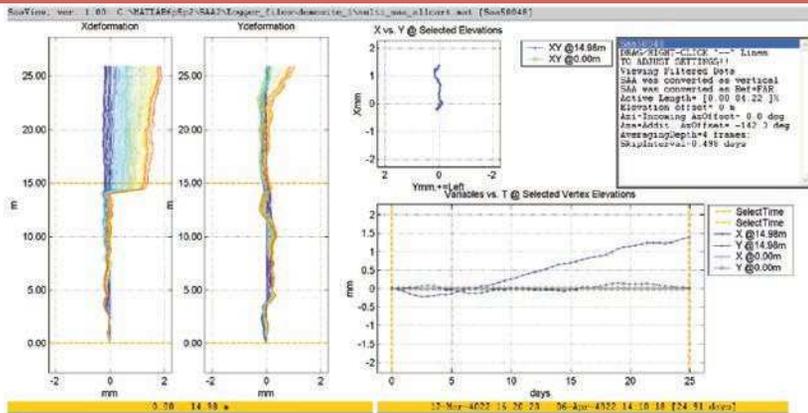
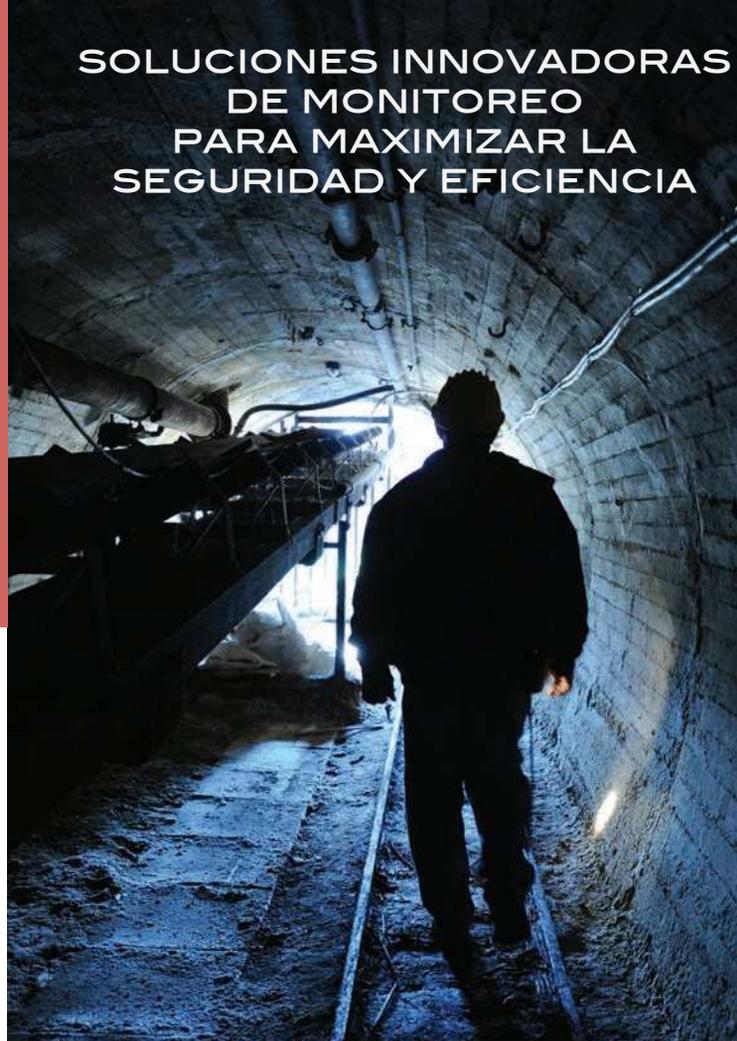
GMONITOR es representante en Chile del sensor SAA (Shape Acceleration Array).

El SAA es un arreglo de segmentos rígidos separados por uniones flexibles. En cada segmento, sensores triaxiales MEMS miden la inclinación en 2D con respecto al eje de gravedad. El arreglo puede alcanzar una longitud de hasta 100 m y entrega resultados similares a un inclinómetro, presentando las siguientes ventajas:

- Permite medir mayores deformaciones.
- Se instala dentro de PVC común de 27 mm, sin guía interna.
- Puede ser instalado en diferentes configuraciones, para medir deformaciones laterales en 2D, asentamientos o convergencia en túneles.
- Entrega aceleraciones en 3D en algunos segmentos.
- Utiliza panel solar y batería.
- Transmite las mediciones de manera remota.

Se han instalado más de 40,000 m a nivel mundial.

SOLUCIONES INNOVADORAS DE MONITOREO PARA MAXIMIZAR LA SEGURIDAD Y EFICIENCIA



GMONITOR
monitoreo y asesoría geotécnica

LOS MILITARES 5620 OF.1117, LAS CONDES
FONO: 56-9-9883 7489
WWW.GMONITOR.CL



OITEC Geotecnia

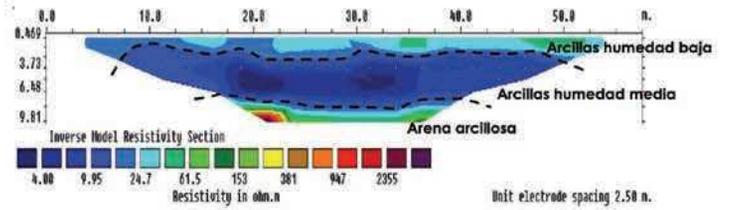


OITEC Hidráulica



OITEC Topografía

Tomografía Eléctrica, caracterización de sitios



Auscultación Geotécnica, Proyecto Edificio Centro Costanera



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





PILOTES TERRATEST

Ingeniería y Construcción de Fundaciones Especiales

Cuando de Geotecnia se trata hay un Gran Referente.

Cortinas de Consolidación
e Impermeabilización

Ensayos e Instrumentación
Geotécnica

Sostenimiento de Taludes

Estructuras de Contención

Mejoramiento de Suelos

Fundaciones Profundas



Jet Grouting
Planta Constitución,
Celufo Arauco.



Muro Berlínés / Micropilotes / Pilotes CFA
Edificio Las Heras, Concepción.



Columnas de Grava
Viaducto Av. Alessandri,
Concepción.



Pilotes Pre-excavados.
Puente Laja, VIII Región.



Calidad, Eficiencia y Seguridad

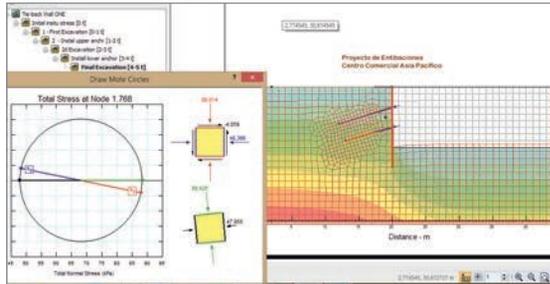
www.terratest.cl

Ingeniería Geotécnica

Laboratorio de Mecánica de Suelos



Laboratorio de Mecánica de Suelos



Estudios de Geotecnia



Estudios Geofísicos (DS N° 61)

Investigación de Terreno

- Excavación de Calicatas hasta 20 m de profundidad
- Ensayos de Permeabilidad In Situ
- Ensayos down hole en sondajes
- Medición de velocidad de onda de corte
- Efecto de sitio (Nakamura)

Modelamiento Numérico

- Representante exclusivo de GEO-SLOPE INTERNATIONAL Ltd.
- Modelamiento de Redes de Flujo y estado de tensiones (SEEP/W)
- Estabilidad de Taludes en caso de Steady State (SLOPE/W)
- Estabilidad de Taludes en caso Transiente (SLOPE/W)
- Determinación de empujes (SIGMA/W)

Ensayos de Mecánica de Suelos (Certificado de Acreditación No LE 1139 ISO-INN 17.025, Registro Oficial de Laboratorios MINVU Resolución No 6981)

- Ensayos Tradicionales
- Ensayo Especiales
- Ensayo Triaxial (UU, CIU, CID)
- Consolidación (Registro continuo de deformación mediante data logger)
- Corte Directo
- Suelos Parcialmente Saturados
- Determinación de curva característica del agua en el suelo (SWCC)
- Determinación de matric-suction
- Determinación de Succión Total

Proyecto de Excavaciones, de Contención y Geotécnia (DS No 61)

- Proyecto de Excavaciones
- Diseño de Pilas de Socialzado y Entibaciones
- Diseño de Muros de Contención
- Diseño de Anclajes
- Diseño de Muros de Tierra armada
- Diseño de Geopier
- Determinación de Capacidad de Soporte
- Determinación de Parámetros de Geotecnia



Consultas e Información:

- www.onegeotecnia.cl
- +562 2728-6233 +562 2736-3127
- contacto@onegeotecnia.cl



FERRARA
PROYECTOS ESPECIALES



ANCLAJES ◀ MICROPILOTES ◀ MURO BERLINES ◀ MEJORAMIENTO DE SUELO

