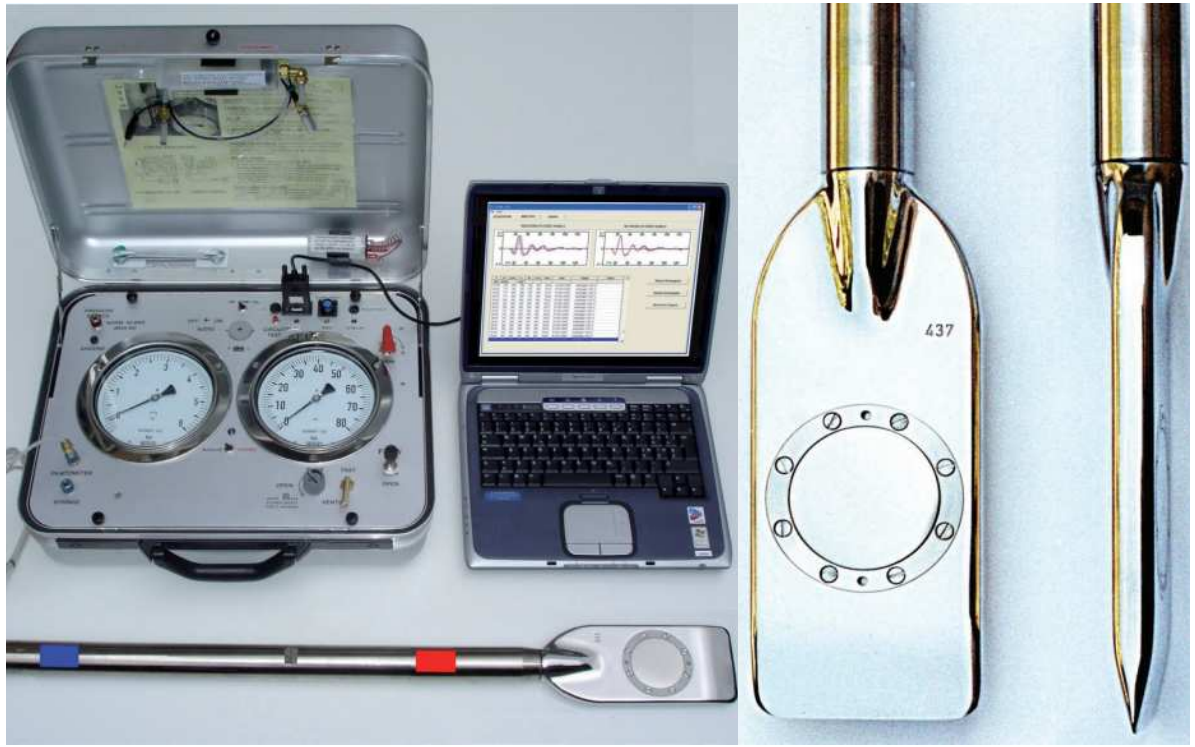


Obras y Proyectos

Revista de Ingeniería Civil



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



Scientific Electronic Library Online

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

Abrasividad y su influencia en el rendimiento de una excavación mecanizada

Abrasiveness and its influence on the performance in continuous driving

C. González, M. Arroyo, y A. Gens

El Dilatómetro Sísmico SDMT para ensayos de suelos in situ

The seismic dilatometer SDMT for in situ soil testing

S. Marchetti, D. Marchetti y F. Villalobos

On the proceeding of a saturation front under ponded conditions

Sobre el avance de un frente de saturación bajo condiciones de apozamiento

B. Sinaba, B. Becker, W. Klauder, I. Salazar y H. Schüttrumpf

Ozonation of pentylacetate contaminated waters from textile care industry

Ozonización de aguas contaminadas con pentilacetato de la industria de limpieza en seco de textiles

H. Valdés, K. Schrickel, H. Bormann y M. Sievers

Estudio de la tecnología de concretos de contracción compensada aplicada a la construcción de pisos industriales

Study of shrinkage-compensating concrete technology applied to the construction of industrial floors

O. Gracia, G. Quesada, A. Gómez, A. Santacruz y L. Arias

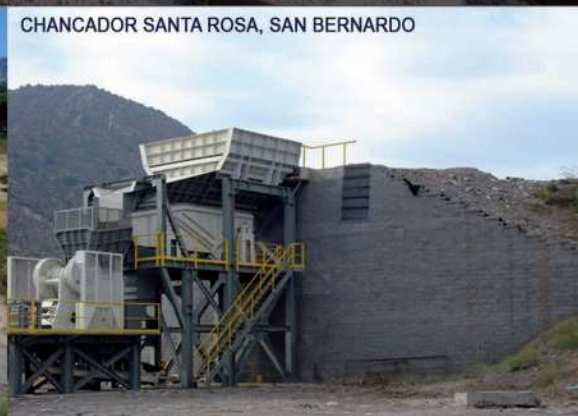
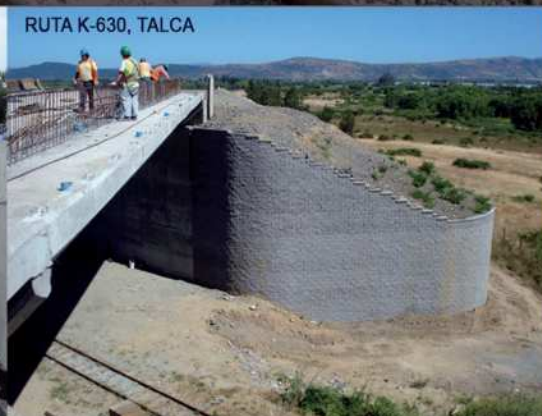
Revisión metodológica del diseño de espaldones en diques de escolleras

Methodological review for the design of crown walls in rubble mound breakwaters

D. Ruiz, E. Mendoza y R. Silva



- MUY BUEN DESEMPEÑO EN TODA LA ZONA AFECTADA POR 27/F
- MURO BLOQUE SISTEMA MESA
- MURO FACHADA VEGETAL SISTEMA SIERRA



DYWIDAG-SYSTEMS
INTERNATIONAL

DSI CHILE



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

- 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

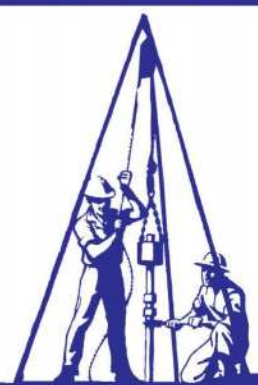
construcciones@dywidag-systems.cl
www.dywidag-systems.com



ARAGÓN LTDA.
INGENIERIA DE SUELOS



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 Sísmicas de Corte: Método Sísmico de Microtremores (ReMi),
 Ensayos UP-HOLE, DOWN-HOLE, CROSS-HOLE.



Edición 13, Otoño 2013
Revista Obras y Proyectos

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 Sydney, 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 Muría
Instituto de Ingeniería, UNAM, México
Dr. Efraín Ovando
Instituto de Ingeniería, UNAM, México
Dr. Felipe Prada
Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia
Dra. Alejandra Stehr
Universidad de Concepción, Chile
Dr. Tetsuo Tobita
Universidad de Kioto, Japón
Dr. Ingo Weidlich
AGFW e.V., Frankfurt/Main, Alemania
Dr. Torsten Wichtmann
Instituto de Tecnología de Karlsruhe, Alemania

Diseño y diagramación

VCR Publicidad
verpublicidad@gmail.com
888 23187

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

Asesoría comercial y suscripciones

Sra. Maritza Jara
maritzajara@ucsc.cl - fono: 56 41 234 53 05
\$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

Definición de la Revista

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

Revisión de artículos por pares evaluadores externos

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

Contenidos



- 6** **Abrasividad y su influencia en el rendimiento de una excavación mecanizada**
Abrasiveness and its influence on the performance in continuous driving
C. González, M. Arroyo, y A. Gens
- 20** **El Dilatómetro Sísmico SDMT para ensayos de suelos in situ**
The seismic dilatometer SDMT for in situ soil testing
S. Marchetti, D. Marchetti y F. Villalobos
- 31** **On the proceeding of a saturation front under ponded conditions**
Sobre el avance de un frente de saturación bajo condiciones de apozamiento
B. Sinaba, B. Becker, W. Klaunder, I. Salazar y H. Schüttrumpf
- 41** **Ozonation of pentylacetate contaminated waters from textile care industry**
Ozonización de aguas contaminadas con pentilacetato de la industria de limpieza en seco de textiles
H. Valdés, K. Schrickel, H. Bormann y M. Sievers
- 46** **Estudio de la tecnología de concretos de contracción compensada aplicada a la construcción de pisos industriales**
Study of shrinkage-compensating concrete technology applied to the construction of industrial floors
O. Gracia, G. Quesada, A. Gómez, A. Santacruz y L. Arias
- 58** **Revisión metodológica del diseño de espaldones en diques de escolleras**
Methodological review for the design of crown walls in rubble mound breakwaters
D. Ruiz, E. Mendoza y R. Silva



Abrasividad y su influencia en el rendimiento de una excavación mecanizada

Abrasiveness and its influence on the performance in continuous driving

Fecha de entrega: 23 de enero 2013

Fecha de aceptación: 9 de abril 2013

Claudia González, Marcos Arroyo y Antonio Gens

Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, Universidad Politécnica de Cataluña, Campus Diagonal Nord, Edificio D2.C, Jordi Girona, 1-3, 08034 Barcelona, España, clamaria2009@hotmail.com, marcos.arroyo@upc.edu, antonio.gens@upc.edu

El empleo de tuneladoras TBM (Tunnel Boring Machine) es cada vez más frecuente aunque su optimización requiere la evaluación precisa de varios riesgos geotécnicos entre ellos, el efecto de la abrasividad del suelo en el coste y planificación de un proyecto dado. El desgaste de las herramientas es más difícil de calcular que el resto de parámetros de la maquinaria, debido a la complejidad de la interacción entre herramienta de corte y terreno. En este trabajo se usan datos de un caso real de túnel en terrenos mixtos suelo-roca para examinar el resultado de varias metodologías de predicción de la penetración de TBM. También se examinan algunas predicciones de desgaste y se describe y aplica un nuevo método para la evaluación de la abrasividad de geomateriales que puede aplicarse tanto a materiales sueltos como a rocas.

Palabras clave: desgaste de herramientas de corte, abrasividad, rendimiento de tuneladoras

The use of Tunnel Boring Machines TBM is becoming more and more frequent although its optimization requires the accurate evaluation of various geotechnical risks, among them, the effect of soil abrasiveness in the cost and planning of a given project. Tool wear is more difficult to calculate than the rest of the machine parameters, due to the complexity of the interaction between cutting tools and ground. In this piece of work data is used from a tunnel real case in mixed ground rock-soil to examine the result of various methodologies for the prediction of TBM penetration. Also some wear predictions are examined and a new method for the evaluation of the geomaterials abrasiveness is described and applied which can be applied both to loose materials and rock.

Keywords: cutting tool wear, abrasiveness, TBM performance

Introducción

El rendimiento de una excavación mecanizada depende de dos conceptos fundamentales, por una parte del grado de penetración Pr y por otra del grado de avance Ar . El grado de penetración Pr resulta de la relación entre la longitud excavada y el tiempo de operación durante un tramo de excavación continua, es decir, sin paradas. El grado de avance Ar es el cociente entre la distancia real perforada y fortificada y el tiempo total que se consume para hacerlo, incluyendo el tiempo de paradas. De ambas definiciones se deduce que Ar es considerablemente inferior a Pr y la

relación entre ellos nos da un Coeficiente de Utilización U indicativo del desempeño de la máquina tuneladora en una determinada perforación.

$$U = \frac{Ar}{Pr} \quad (1)$$

Por ejemplo, en macizos rocosos de muy baja calidad, lo más probable es que Pr sea alto mientras que Ar sea muy bajo, lo que dará un coeficiente de utilización menor del habitual. Sapigni *et al.* (2002) comentan que un valor estándar de U está entre un 30 y un 50%.

Los tiempos de parada durante la perforación pueden clasificarse en los debidos a mantenimiento programado y los debidos a incidentes imprevistos. Si bien estos últimos pueden resultar definitivos a la hora de valorar el éxito de una perforación, por definición no se consideran en proyecto. En cambio, y precisamente para reducir en la medida de lo posible, el ámbito de la sorpresa/incertidumbre, el mantenimiento de la máquina sí debe ser objeto de proyecto (Burger, 2006).

Uno de los aspectos del mantenimiento más exigentes desde el punto de vista operativo es el de los útiles de corte, pues su revisión y eventual sustitución siempre exige una parada de la máquina y, puesto que a menudo es necesario acceder al frente, ésta es con frecuencia una operación lenta y difícil (Frenzel *et al.*, 2008). Es así deseable programar con la mayor precisión posible las operaciones de mantenimiento de la cabeza de corte. Para efectuar tal programación son necesarios dos aspectos: la identificación de un valor límite de desgaste de las herramientas y un medio que permita relacionar el desgaste de la herramienta con el recorrido previsto para la misma, es decir, un modelo que permita estimar el desgaste de cada herramienta debido a la operación.

Son bastantes los modelos y procedimientos hoy disponibles en la literatura técnica para estimar la penetración y el desgaste de las herramientas (Bilgin y Balci, 2005; Burger, 2006; Nielsen *et al.*, 2006a,b; Kahraman *et al.*, 2003). Aún así, hay todavía un grado de incertidumbre importante respecto a las capacidades de predicción cuantitativa de estos procedimientos (Plininger y Restner, 2008). Por otra parte, es notable que buena parte de estos modelos se han desarrollado y/o calibrado únicamente para trabajos de perforación en roca (Ozdemir y Wang, 1979; Ozdemir, 2003). Sin embargo, son cada vez más numerosas las ocasiones en que una máquina debe perforar un túnel donde se encontrará rocas y suelos, frecuentemente en la misma sección. Aunque en términos generales la perforación en suelos (materiales sueltos) es más fácil desde este punto de vista, no ocurre siempre así y, de hecho, hay algunos materiales sueltos, como por ejemplo gravas y bolos, que pueden causar daños muy considerables a la maquinaria (Nielsen *et al.*, 2006a). Es por ello deseable investigar procedimientos que permitan su aplicación también en

estas situaciones (Festl, 2006).

En este artículo se presentan algunos resultados de un programa de investigación destinado a responder, siquiera parcialmente, a estas cuestiones. Se emplean datos resultantes de varios proyectos de túneles recientemente finalizados en el área de Barcelona para relacionar sistemáticamente el rendimiento y desgaste observados con las propiedades de la maquinaria, de su operación y del terreno. Los resultados que se presentan aquí son de dos tipos: por un lado se examina la capacidad de distintos métodos disponibles en la literatura para reproducir la penetración observada en un tramo de túnel. Por otro lado se describe e ilustra con resultados una metodología experimental (ensayo LCPC) para la clasificación de la abrasividad de materiales que tiene aplicación para suelos y rocas (Käsling y Thuro, 2010; Thuro *et al.*, 2006). Antes de presentar tales resultados se describe brevemente el caso de estudio.

DESCRIPCIÓN DEL CASO

Proyecto L9 Tramo Can Zam – Macropou

La red de metro de la ciudad de Barcelona se ha desarrollado históricamente sobre un concepto de distribución radial. Para complementar esta red, se introduce una línea periférica concéntrica, esta nueva línea es la Línea 9 (L9) del metro de Barcelona que, con unos 50 km, interconecta con todas las líneas tanto de metro como de cercanías existentes e importantes instalaciones públicas como el Aeropuerto, la Fira de Barcelona, la Ciudad de la Justicia, el Camp Nou, etc.

El tramo 4A de L9 tiene una longitud aproximada de 4,5 km y el túnel se extiende entre Bon Pastor y Can Zam, entre el P.K. 1+355 y el P.K. 5+633. La tuneladora entró en el extremo de Can Zam, el pozo de salida se situó en Can Peixauet entre el P.K. 1+000 y P.K. 1+355. La obra comenzó en junio de 2003 y el tramo correspondiente entró en servicio el 13 de diciembre de 2009.

Máquina TBM

Para el tramo 4A se empleó una TBM escudada de tipo Dual para roca con posibilidad de trabajar en modo cerrado EPB, las características de la máquina se resumen en la Tabla 1.



Tabla 1: Características de la máquina tuneladora

Características de la máquina	UTE L9, tipo convertible
Diámetro nominal, mm	11950
Fabricante: franco alemana	NFMWIRTH
Segmento de aro (Diám.Int. - espesor), mm	10900 - 350
Longitud del escudo, mm	12590
RPM:	0 - 3,7
Motor de la rueda de corte:	Eléctrico
Potencia instalada, kW	7335
Par nominal de la cabeza de corte, kNm	28930
Torque excep. de la cabeza de corte, kNm	37000
Cilindros de empuje:	30
Empuje total nominal, kN	90000
Empuje total excepcional, kN	110000
Presión nominal y máx. de EPB, MPa	0,3
Radio de giro mínimo, m	270

Descripción Geológico/Geotécnica

Las grandes unidades geológicas y geotécnicas interceptadas por la TBM en este tramo son las siguientes: rocas ígneas paleozoicas, unidades metasedimentáreas paleozoicas, unidades mesozoicas triásicas y unidades terciarias neógenos (Tabla 3, página siguiente). En la Tabla 2 se sintetizan los parámetros que caracterizan a los materiales interceptados por la perforación y sus propiedades relacionadas con la abrasividad.

Tabla 2: Características geomecánicas de los materiales

Caract. medias	Gr1 (I,II)	Gr1,2 (III)	Gr2 (IV,V)	Pf	M	Co
RMR	52	45	-	54	-	45
D. seca, g/cm ³	2,66	2,55	1,88	2,61	2,35	2,77
Hum. nat., %	0,9	2,1	12,95	3,1	7,75	0,75
RCS, MPa	95	14,7	0,28	97	0,42	32,5
E, MPa	54000	7000	193	12589	3000	4742
C. de Poisson	0,26	0,21	0,35	0,23	0,35	0,33
Trac. Ind., MPa	12,07	3,75	-	13,25	-	6,15
CAI	2,70	-	-	-	-	3,20
Min. Abras., %	62	62	67	-	-	52
c, kg/cm ²	2,00	1,40	0,55	1,00	0,53	4,00
φ, °	45,5	43,0	37,5	38,0	-	33,0
I.Schim., kN/m	5,51	-	-	6,88	-	0,27
Carga puntual	-	-	-	-	-	2,85

La Figura 1 presenta un perfil esquemático en el que se identifican las unidades geotécnicas más representativas que atraviesa el túnel. Como se puede observar, existe una presencia dominante de la unidad geotécnica Gr1, aunque también se atraviesan tramos importantes de Gr2 y Bf. El Mioceno se mantiene sobre la clave del túnel, sin ser interceptado más que en una zona puntual a la altura del PK 2+040 al 1+920. Como se aprecia se trata de una perforación sobre mezcla de suelos y rocas blandas.

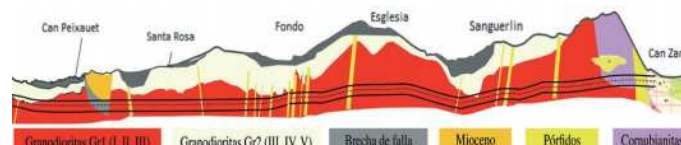


Figura 1: Esquema de perfil geotécnico túnel tramo Can Zam

Predicción de rendimientos

Estimación del grado de penetración




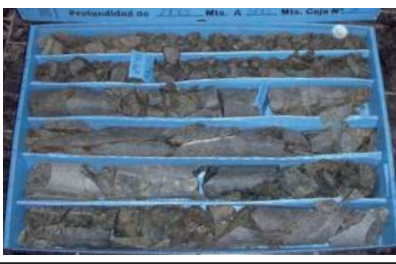


Son numerosas las metodologías disponibles en la literatura para estimar el valor de Pr . Los distintos métodos o fórmulas emplean hasta tres grupos de parámetros para llegar a una predicción: parámetros de operación de la maquinaria, parámetros característicos de la roca intacta y parámetros característicos del macizo rocoso. A continuación se describe la aplicación de varias ecuaciones de predicción del grado de penetración al caso de Can Zam. En cada caso se compara la predicción con los valores observados durante la excavación. Seguimos un orden de complejidad creciente en la metodología de predicción. Obviamente, ésta dependerá directamente del número de parámetros requeridos para la predicción, y, a igualdad de parámetros, de la mayor o menor dificultad experimental en la determinación de los mismos.

Predicciones en función de parámetros de operación

Las metodologías más sencillas de predicción de rendimiento son las que emplean únicamente parámetros de operación de la máquina. Roxbosough y Phillips (1975) asumieron que la penetración PR_{ev} en mm/rev es igual a la profundidad de indentación o corte y obtuvieron la siguiente ecuación para predecir el coeficiente de corte C_c :

$$C_c = \frac{F_r}{F_n} = \sqrt{\frac{PR_{ev}}{(D - PR_{ev})}} \quad (2)$$

Tabla 3: Unidades Geológico-Geotécnicas del tramo que atraviesa el túnel.

Rocas ígneas paleozoicas de edad tardihercínica	Granodiorita	<p>Gr1: Granodioritas con textura equigranular. Contienen enclavamientos dioríticos, están constituidos por cuarzo, feldespato, biotita y hornblenda. Los feldespatos son principalmente plagioclasas y en menor cantidad feldespatos potásicos. Asociados a la intrusión de granodioritas hay numerosos diques de pórfidos graníticos y filones de aplita y pegmatita. Se presenta en todos los grados de alteración (I a V) de la clasificación ISRM. La unidad Gr1 incluye las granodioritas de grado I, II, y III.</p>	
		<p>Gr2: Corresponde a granito alterado semi disgregado a disgregado con grado III, IV y V. La alteración convierte a la roca en un material granular fácilmente ripable. Sin embargo, el granito alterado puede contener, erráticamente, bloques de granodiorita no descompuestos de pocos decímetros hasta un metro de diámetro.</p>	
	Pórfidos	<p>Pf: Los pórfidos son rocas ígneas con geometría de diques, encajados en otras rocas. Tienen longitudes que oscilan entre 200 y 500 m y espesor variable entre 1 y 30 m. Su mayor resistencia a la meteorización y a la erosión condiciona fuertemente la forma del relleno actual. Se emplazan tanto en las metapelitas cambroordovicianas como dentro de la granodiorita.</p>	
Rocas metamórficas paleozoicas	Unidades del Cambroordoviciano	<p>Co: Cornubianitas pigalladas masivas y muy recrystalizadas. Contienen gran número de porfiroblastos (1-5 mm) de forma ovalada. Los porfiroblastos son de cordierita y están incluidos en una matriz de grano medio de moscovita, biotita, cuarzo y feldespato. Su origen es el metamorfismo térmico inducido por la intrusión de las granodioritas. La roca precursora consistía en una ritmita milimétrico-centimétrica de lutitas y gress.</p>	
Terciario neógeno	Unidad Mioceno	<p>M: Gravas angulosas a subangulosas con matriz arcillosa-arenosa rojiza. Los clastos son principalmente de pizarras o filitas, y en muy menor proporción de cuarzo, liditas, granitos, pórfidos y rocas carbonatadas paleozoicas. Incluyen tramos de arenas arcillosas con abundante grava angulosa dispersa. Incluyendo niveles de espesor decimétrico de arcillas arenosas rojizas con abundantes clastos angulosos dispersos.</p>	
Rocas de falla. Brechas de falla y cataclasitas		<p>Bf: Asociado a las zonas de fractura, se forman brechas, harinas de falla, y milonitas. Las brechas presentan una textura isótropa, formada por clastos subangulosos incluidos en una matriz de grano fino. Los clastos son de medidas variables y su composición varía en función del tipo de roca triturada, mayoritariamente por fragmentos de granitos, clastos de cuarzo blanco, pizarras ampelíticas, pórfidos y materiales degradados del Mioceno.</p>	



donde F_r y F_n son las fuerzas de rodadura y normal aplicadas al disco de corte, ambas en kN, D es el diámetro del disco de corte en mm, PR_{ev} en mm/rev.

La fuerza de rodadura F_r se calcula como:

$$F_r = \frac{P}{2\pi nr R_c} \quad (3)$$

donde F_r está en kN, P es la potencia de la máquina, n es el número de cortadores distribuidos en la cabeza de corte, r es la velocidad de rotación de la cabeza de corte en rpm y R_c es una ponderación media de la distancia de los cortadores al centro de rotación. Para el caso de estudio resulta en un valor R_c de 54%. La fuerza normal se calcula como:

$$F_n = \frac{E}{f_l n_c} \quad (4)$$

donde F_n está en kN, E es el empuje total de la máquina en kN, f_l es un coeficiente que tiene en cuenta pérdidas friccionales, usualmente estimado en 1, 2 a 1, 3, n_c número de cortadores. En la Figura 2 observamos que los valores pronosticados de penetración en Can Zam sobrestiman, por lo general, los observados.

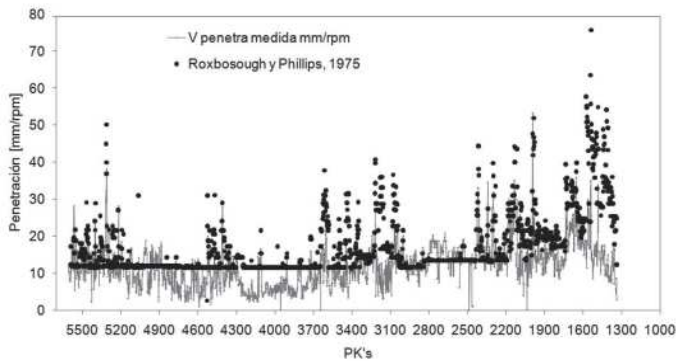


Figura 2: Valores de penetración medidos versus estimados según Roxbosough y Phillips (1975) para Can Zam

Predicciones incorporando parámetros de la roca intacta

En este apartado se consideran metodologías de predicción de rendimiento todavía relativamente sencillas, pues emplean únicamente parámetros de operación de la máquina y parámetros característicos de la roca maciza.

Así, por ejemplo, Farmer y Glossop (1980) propusieron la siguiente expresión a partir de un análisis sobre rocas sedimentarias.

$$PR_{ev} = \frac{624F_n}{\sigma_{tB}} \quad (5)$$

donde PR_{ev} se evalúa en mm/rev, la fuerza normal F_n en kN, y la resistencia a la tracción de la roca intacta σ_{tB} en kN/m². En el caso de Can Zam se perforaron en su mayoría rocas ígneas del paleozoico y rocas metamórficas, por lo que a priori no cabría esperar muy buenos resultados. Sin embargo, la fórmula aproxima bien las medidas en varios tramos, por ejemplo entre PK2500 y PK3000, donde se atravesaron granodioritas Gr1(II) a Gr2(III) débiles y muy fracturadas. En otros tramos la discrepancia es notable, por ejemplo, entre los PK3700 y 4400, donde se predice una penetración muy superior a la observada. En ese tramo se atravesaron materiales Gr I y II duros y sin fracturas y algunas zonas de pórfidos Pf.

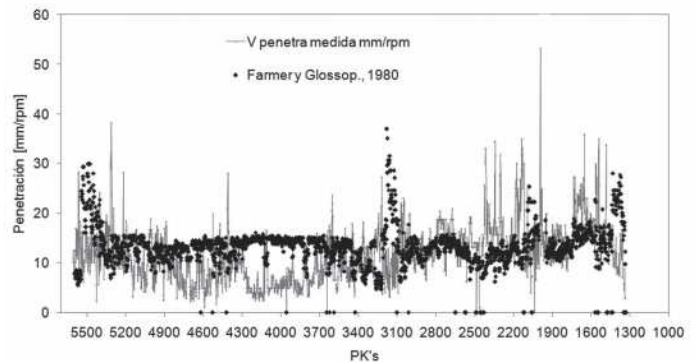


Figura 3: Valores de penetración medidos versus estimados según Farmer y Glossop (1980) para Can Zam.

Graham (1976) propuso una fórmula a partir de una base de datos de rocas duras es decir con valores de RCS entre los 140 a 200 MPa. La expresión propuesta es formalmente muy similar a la (5), si bien el parámetro que caracteriza la resistencia del terreno es distinto,

$$PR_{ev} = \frac{3940F_n}{RCS} \quad (6)$$

donde PR_{ev} se calcula en mm/rev, la fuerza normal F_n en kN y la Resistencia a la Compresión Simple RCS en MPa. En el caso real se atravesaron rocas blandas con una resistencia a la compresión simple máxima de 80 MPa (ver Figura 4).

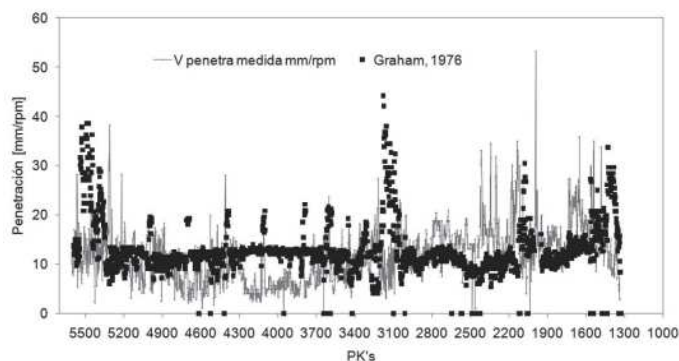


Figura 4: Valores de penetración medidos versus estimados según Graham (1976) para Can Zam

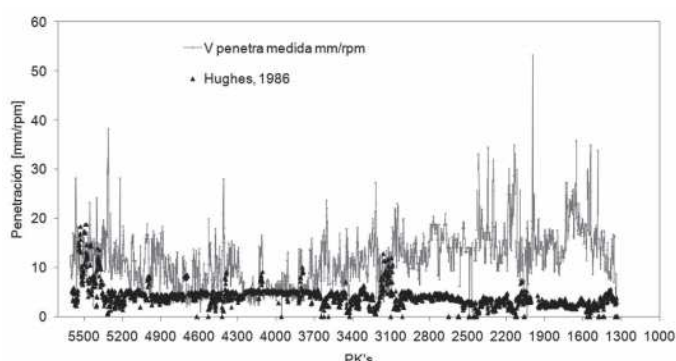


Figura 5: Valores de penetración medidos versus estimados según Hughes (1986)

Tanto la fórmula de Farmer y Glossop como la de Graham no tienen en cuenta los parámetros del macizo rocoso y por lo tanto no son capaces de representar las variaciones por presencia o no de discontinuidades, tal como se refleja entre los tramos de PK's 4800 a 4700 ó 4690 a 4630 ó 4270 a 4130 en donde el material atravesado son granitos tipo I y II sin fracturas y por lo tanto, la Penetración es mucho menor tal como se refleja en la curva de medición del caso real en la que se visualizan los valles en la curva de valores medidos. También se observa en la Figura 4 que la fórmula de Graham predice, por lo general valores ligeramente más bajos que los valores medidos. Este fenómeno se puede entender partiendo de que se llegó a esta fórmula sobre la base de datos de rocas duras es decir con valores de RCS entre los 140 a 200 MPa, mientras que las rocas que se atravesaron en el caso de Can Zam se mantuvieron siempre unos valores de 80 MPa. Por tanto la fórmula no está calibrada en el rango relevante.

Hughes (1986) propuso otra relación a partir del análisis de una base de datos en minas de carbón:

$$PR_{ev} = 6 \left(\frac{F_n}{RCS} \right)^{1.2} \frac{Nn}{r^{0.6}} \quad (7)$$

donde F_n es la fuerza normal en un disco periférico en kN, N es la velocidad de la cabeza de corte en rev/s, n es el número de discos y RCS está en MPa y r es el radio promedio de los discos. La subestimación de la penetración medida es clara en todo el trazado como se puede observar en la Figura 5. Una vez más, esta discrepancia puede atribuirse a la falta de semejanza de los materiales presentes en la traza con los incluidos en la base de datos que subyace a la fórmula mencionada.

Predicciones incorporando parámetros del macizo rocoso

Un grado mayor de complejidad supone la inclusión de parámetros característicos del macizo rocoso en el modelo de predicción. Por ejemplo, Gehring (1995) propuso un modelo que considera una función base y varios factores de corrección. La fórmula de base utiliza un parámetro de la roca intacta y un parámetro de operación de la máquina. Los factores de corrección más importantes k_i tienen en cuenta la orientación de los planos de debilidad y el espaciamiento entre los planos de estratificación además del tamaño y el espaciamiento entre los cortadores.

$$PR_{ev} = \frac{4F_n}{RCS} (k_1, k_2, \dots) \quad (8)$$

El primer factor de corrección está en función de la energía específica de fracturación w_f y dicho concepto se puede calcular según el propio Gehring como:

$$w_f = 0.74CAI^{1.93} \quad (9)$$

Expresión que tiene en cuenta la abrasividad de la roca a través del índice CAI (Cerchar Abrasiveness Index). Luego,

$$k_1 = 0.475w_f^{-0.56} \quad (10)$$

Otro factor de corrección tiene que ver con el espaciamiento s entre los discos de corte con lo cual Gehring tiene en cuenta la configuración de la rueda de corte. Finalmente, el factor k_4 tiene en cuenta la influencia de trabajar con



un aro de corte con un diámetro distinto al de 17": $k_4 = 430 d_i$, siendo d_i un diámetro de aro de corte distinto al de 17" (430 mm).

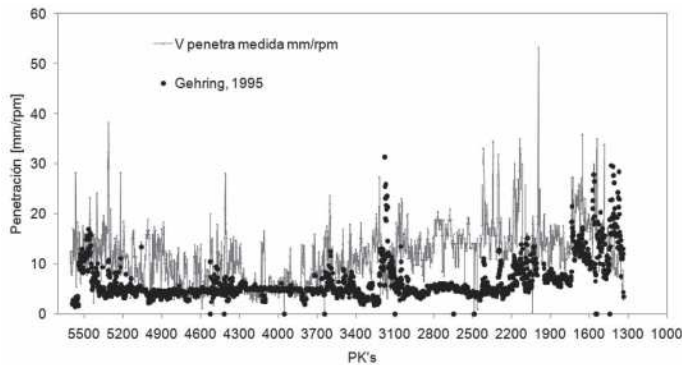


Figura 6: Valores de penetración medidos versus estimados según Gehring (1995) para Can Zam

Casinelli *et al.* (1982) hallaron una correlación entre PR_{ev} , el índice geomecánico *Rock Structure Rating RSR* (Bieniawski, 1989) y la Resistencia a la Compresión Simple RCS de la roca intacta:

$$PR_{ev} = \sigma_c^{-0.437} + 0.047RSR + 3.15 \quad (11)$$

$$RSR = 0.77RMR + 12.4 \quad (12)$$

donde PR_{ev} es la penetración en mm/rev y σ_c es la resistencia a la compresión simple en MPa. Los autores plantearon su formulación sobre la base de datos de cinco túneles que suman un total de 19 km excavados en rocas con RCS entre 50 y 150 MPa. En la Figura 7 se han podido representar muy pocos puntos dado que no se obtuvieron valores de *RMR* sistemáticamente a lo largo de toda la perforación.

Por su parte, Eusebio *et al.* (1991) propusieron modificar el modelo anterior para aplicarlo a rocas de estructura muy variable, empleando un esquema de clasificación llamado *Ground Difficulty Index GDI*. El GDI se obtiene a partir de los índices geotécnicos *RQD* y *RMR* y la resistencia a la compresión simple in situ medida mediante martillo Schmidt. A partir de este índice se determina un factor multiplicador f_l que modifica el valor de penetración PR_{ev} determinado según la fórmula de Casinelli *et al.* (1982). De la Figura 8 no parece que esta corrección mejore mucho la predicción anterior.

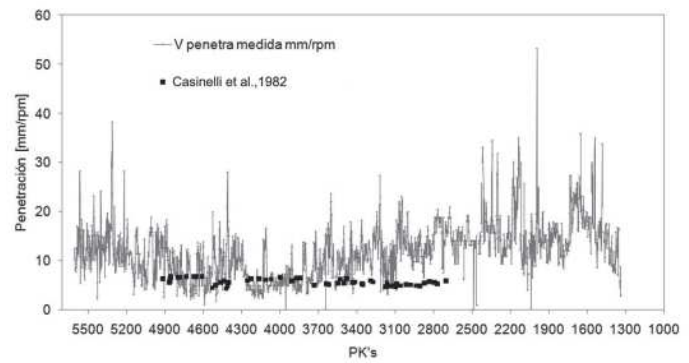


Figura 7: Valores de penetración medidos versus estimados según Casinelli *et al.* (1982).

Cabe señalar que estos dos métodos no tienen en cuenta ningún parámetro de operación de la máquina. Así, al aplicarlo al caso de Can Zam no pueden reproducir la variabilidad observada a lo largo del trazado. Por otra parte, la aplicación de este método resulta imposible en suelos o materiales granulares, sin una estructura que permita obtener los datos geomecánicos.

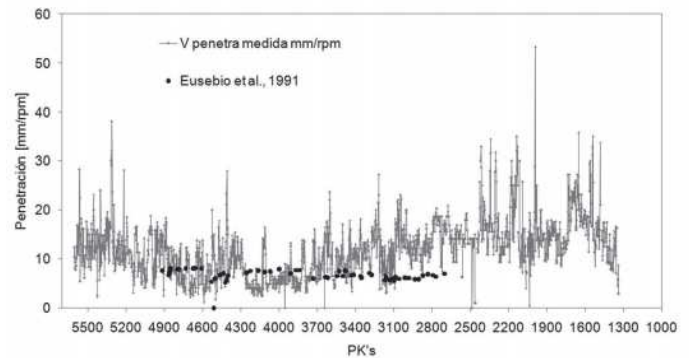


Figura 8: Valores de penetración medidos versus estimados según Eusebio *et al.* (1991) para Can Zam

El método NTNU

En la Universidad Noruega de Ciencia y Tecnología de Trondheim NTNU, se desarrolló ya hace 50 años una primera metodología para estimar la perforabilidad de las rocas (Lien, 1961). Esta metodología se ha actualizado repetidas veces, y es conocida como el modelo o método NTNU (Bruland, 2001; Nielsen *et al.*, 2006b). La base empírica del método abarca más de 250 km de túneles (dominados por las rocas ígneas), y la predicción utiliza algunos parámetros de las tuneladoras, otros de la roca intacta y otros del macizo rocoso.

Este método tiene un grado superior de complejidad a los anteriores, pues requiere de varios ensayos específicos, algunos de los cuales emplean una herramienta de corte real lo que implica que ya debe estar fabricada la máquina o al menos el diseño de las herramientas de corte que se van a emplear en el proyecto. Los resultados de los ensayos se correlacionan mediante la aplicación de varios ábacos. Dada la complejidad del método sólo podemos apuntar aquí algunos aspectos importantes de su aplicación a este caso.

El material se caracteriza mediante una serie de ensayos específicos: índices DRI, CLI y Ab (abrasividad). Estos pudieron medirse únicamente para una unidad geotécnica: el granito GrI(II). Para el resto de los materiales atravesados los ensayos prescritos no pudieron llevarse a cabo porque las medidas se situaban fuera del rango de los aparatos de ensayo.

La presencia de discontinuidades (juntas y fracturas) se tiene en cuenta mediante factores de corrección que se aplican al valor de penetración básica. Estos factores dependen del espaciamiento y el ángulo que definen con el eje del túnel, como se ilustra en el ábaco de la Figura 9. En nuestro caso se estimó la separación entre discontinuidades en unos 50 mm, a partir del valor de RQD (disponible sólo para ciertos tramos). Por otra parte, y puesto que no se dispone del dato del ángulo de inclinación relativa, se ha considerado que el factor k_s de corrección toma un valor medio de 4.

Los valores de penetración resultantes para la unidad geotécnica en que se obtuvo datos de laboratorio se presentan en la Figura 10. La predicción es buena, salvo en los puntos cercanos al 3800, donde se sobrestima la penetración. En cualquier caso queda claro que, en este ejemplo, el rango de aplicación del método es restringido.

El valor de Abrasividad determinado en el procedimiento NTNU no interviene en la ecuación que determina la Penetración, sino en la estimación de la vida útil de los discos y los tiempos de parada de la máquina. En el sistema NTNU, el valor de la abrasividad permite determinar la vida útil de los discos en horas.

En este caso, y a partir de las curvas expuestas en Movinkel y Johannessen (1986) que estiman la vida de los cortadores, se ha estimado para el material GrI-II la vida útil que le correspondería a un disco en función del valor

de CLI (*Cutter Life Index*) determinado experimentalmente y corroborado con datos previos (Gutiérrez, 2010).

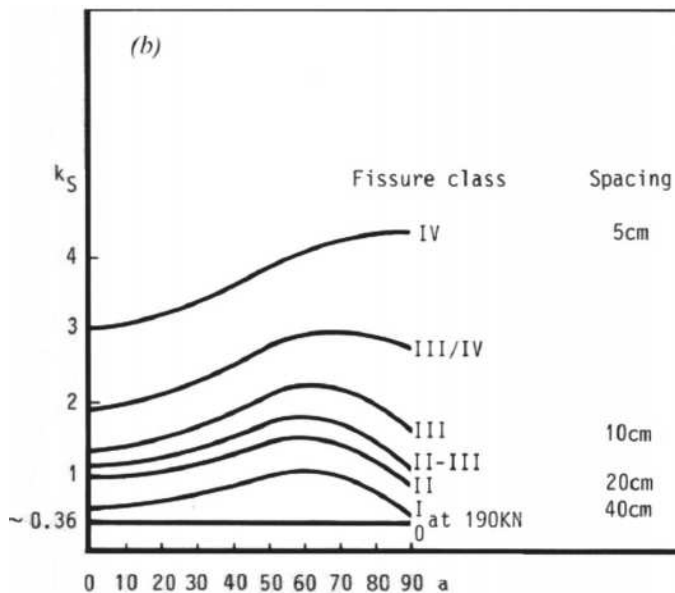


Figura 9: Ábaco de k_s en función de ángulo α y espaciamiento entre fisuras (Movinkel y Johannessen, 1986)

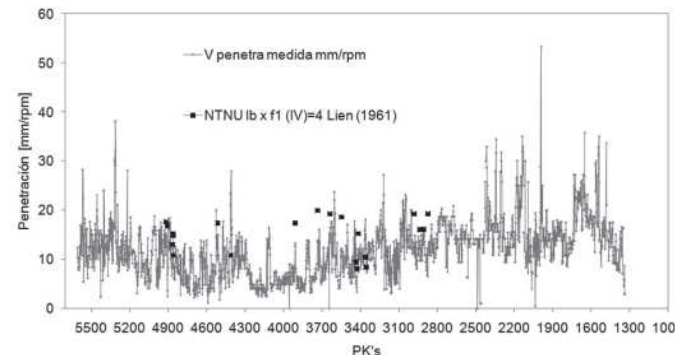


Figura 10: Valores de penetración medidos versus estimados según Bruland (2001)

Para un CLI de 15 se estima unas 110 hr de vida para un cortador promedio. Empleando los datos reales de operación de la TBM en el tramo se puede estimar el consumo, bajo el supuesto de operación continuada. Así, los valores promedio de penetración y velocidad de la cabeza de corte, son respectivamente de 17,40 mm/min y de 3,69 rev/min. Por otra parte, los cambios de herramienta observados en la zona indican una vida media de 20 dovelas por cortador.

La Tabla 4 muestra que los valores estimados son superiores a los medidos en avance y en vida útil de cortadores en

m respectivamente. Más allá, no obstante, de lo acertado o no de esta predicción, lo que resulta evidente es que el rango de aplicación del método es muy reducido en este caso de materiales mixtos. Para poder tratar estos casos son necesarias otras herramientas, como, por ejemplo, el ensayo que se describe a continuación.

Tabla 4: Valores medidos y estimados de avance y de vida útil de un cortador medio.

	Método noruego	Medición real
Avance TBM en 110 hr	114,84 m	20 dovelas de 1,8 m = 36 m
km recorridos por cortador	916,7	476,8

Predicción de desgaste y grado de avance

El desgaste de las herramientas está directamente ligado a la abrasividad de la roca/suelo. Por lo tanto la Abrasividad es una propiedad fundamental para evaluar el grado de avance *Ar* y es necesario contar con ensayos confiables que permitan determinar dicha propiedad. Los ensayos que proponen los modelos de predicción actuales apuntan sobre todo a determinar la abrasividad en rocas (Ozdemir, 2003; Cerchar, 1986; Plinninger y Restner, 2008), por ejemplo, el método Noruego (Bruland, 1998; Nielsen *et al.*, 2006b; Movinkel y Johannessen, 1986), no pudo aplicarse a todas las unidades geotécnicas perforadas porque los ensayos que propone no admiten ser aplicados en materiales blandos ni disgregados. Para este tipo de materiales una alternativa práctica es el ensayo de *broyabilité* del LCPC.

Ensayo de abrasividad LCPC

Este ensayo (AFNOR, 1990) emplea un aparato que se conoce como “abrasímetro” (Figura 11). Este tiene un motor de 750 W, que rota una paleta metálica durante 5 minutos a 4500 rpm dentro en una vasija cilíndrica llena con las partículas del material granular. La muestra de material granular debe pesar 500±2 g. El material granular se seca, muele y tamiza, para reducir todo el material de ensayo a la fracción entre 4 y 6,3 mm.

La paleta metálica es un rectángulo con dimensiones 50 x 25 x 5 mm y está hecho de acero estandarizado con dureza Rockwell B60-75. Esta paleta de acero se cambia

al finalizar cada ensayo.

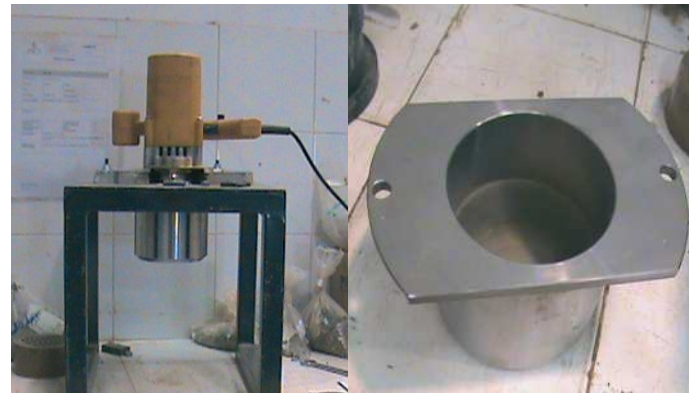


Figura 11: Máquina para ensayo LCPC



Figura 12: Paleta metálica antes y después del ensayo

La pérdida de material de la paleta metálica se debe a la resistencia del material granular sometido a la rotación en la vasija, por lo que cuanto más abrasiva sea la muestra, mayor será la pérdida de material. Para la determinación de la abrasividad, la paleta metálica ha de ser pesada antes y después del ensayo. La pérdida de peso de la paleta metálica es una medida de la abrasividad de la muestra ensayada y por lo tanto de la propiedad del material. En la Figura 12 se enseña un ejemplo de como es la paleta antes y después del ensayo y el efecto de la abrasividad en la pérdida de material y desgaste de la paleta metálica.

Se define como Coeficiente de Abrasividad LCPC *Abr* al cociente de la pérdida de masa de la paleta metálica por la masa del suelo (500g):

$$Abr = \frac{m_0 - m}{M} \quad (13)$$

donde m_0 es la masa del paleta metálica antes del ensayo en g, m es la masa del paleta metálica después del ensayo en g y M es la masa de la muestra igual a 500 g, pero expresado en toneladas (0,0005 ton).

Existen dos clasificaciones para el índice de abrasividad del ensayo LCPC en la literatura. La primera clasificación fue presentada por Büchi *et al.* (1995), la segunda clasificación responde a un esquema desarrollado en la TUMunich (Thuro *et al.*, 2006), ambas clasificaciones se recogen en la Tabla 5.

Tabla 5: Clasificación de Abrasividad según ensayo LCPC

(Büchi <i>et al.</i> , 1995)		TUM (Thuro <i>et al.</i> , 2006)	
Abr, g/ton	Clasificación	Abr, g/ton	Clasificación
< 500	muy baja ab	0 -50	no ab
500 – 1000	baja ab	50 - 100	ligeramente ab
1000 – 1500	ab media	100 - 250	poco ab
1500 – 2000	alta ab	250 - 500	abrasivo
> 2000	muy alta ab	500 - 1250	muy ab
		1250-2000	extremadamente ab

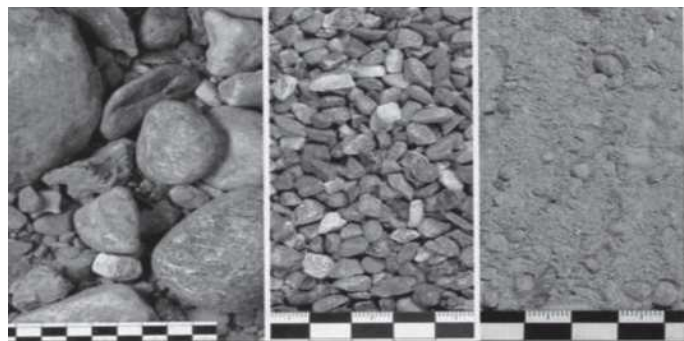


Figura 13: Muestra de grava arenosa antes de la preparación, después de la trituración y molienda a fracción entre 4 y 6,3 mm y después del ensayo de abrasividad. Una barra negra mide 1 cm y una pinta negra determina 1 mm (Thuro *et al.*, 2006)

Como se ilustra en la Figura 13, el geomaterial ensayado también cambia notablemente durante el ensayo. Por esta razón, el ensayo también incluye un análisis granulométrico “a posteriori” para evaluar la fragmentación del material. Esta medida se traduce en un índice, llamado *LCPC Breakability Coeficiente LBC* (Thuro *et al.*, 2006). Éste se define como la fracción por debajo de 1,6 mm de material de muestra tras el ensayo relativa a la misma fracción en la muestra original:

$$LBC = 100 M_{1,6} / M \quad (14)$$

donde $M_{1,6}$ corresponde a la fracción de masa, de la muestra, de tamaño inferior a 1,6 mm después del ensayo LCPC y M es la masa del material de la muestra original. El *LBC* tiene un rango entre 0 y 100%, que se ha dividido en 5 clases, como se aprecia en la Tabla 6.

Tabla 6: Clasificación según el LBC

LBC, %	Clasificación de rotura
0 - 25	muy baja
25 - 50	baja
50 - 75	media
75 - 100	alta
>100	muy alta

Más detalles sobre el ensayo, y en particular, sobre la sistemática de preparación de la muestra se dan en Büchi *et al.* (1995) y en Thuro *et al.* (2006).

Aplicación al caso

Con el objetivo de determinar la abrasividad para cada uno de los materiales perforados en el túnel de nuestro estudio se obtuvieron muestras de cada unidad geotécnica atravesada y se ensayaron con el método de LCPC. Los resultados se compararon con datos previos sobre abrasividad obtenidos mediante otros procedimientos habituales (Cerchar, CAI ISchimazek ISchi, Contenido Equivalente de Cuarzo CEQ, Drilling Rate Index DRI, Cutter Life Index CLI, Rock Abrasiveness Index RAI, Abrasion Value Steel AVS), véase Plinninger y Restner (2008) para una descripción de estos métodos. En general, cada método tiene su propia escala cuantitativa que no es comparable con otro método, pero a su vez resulta en una escala cualitativa que nos permite comparar sus resultados.

Allí donde se pueden comparar, los valores de abrasividad determinados por el ensayo de LCPC son cualitativamente coherentes con los obtenidos por otros métodos. Por otra parte, se observa la limitación que ofrecen ciertos ensayos en cuanto a que no son aptos para rocas blandas y materiales disgregados o granulares. El método LCPC, en cambio, es capaz de valorar todos los materiales, poniendo así de manifiesto su versatilidad.



Tabla 7: Comparación de valores cualitativos de abrasividad entre diferentes métodos y el método de LCPC a partir de ensayos de laboratorio.

a)				d)				
Material	Abr, g/ton	E. Cualit.	C.E.Q.,%	Material	Abr, g/ton	E. Cualit.	CLI	E. Cualit.
Co	319,9	ab media	52,0	Pf	879,7	muy ab		fuera de rango
Gr1(II)(50%)+Co(50%)	549,2	muy ab	57,0	Co	319,9	Ab media		fuera de rango
Pf(50%)+Co(50%)	599,8	muy ab	56,5	Gr1(II)(50%)+Co(50%)	549,2	muy ab		fuera de rango
Gr1(II)	778,4	muy ab	62,0	Pf(50%)+Co(50%)	599,8	muy ab		fuera de rango
Gr1(II)(50%)+Gr2(III)(50%)	589,0	muy ab	62,0	Gr1(II)	778,4	muy ab	15	alta
Bf (80%)+M(20%)	59,8	no muy ab		Gr1(II)(50%)+Gr2(III)(50%)	589,0	muy ab		fuera de rango
				Bf (80%)+M(20%)	59,8	no muy ab		

b)					e)				
Material	Abr, g/ton	E. Cualit.	CAI	E. Cualit.	Material	Abr, g/ton	E. Cualit.	I. Schi., kN/m	E. Cualit.
Pf	879,7	muy ab	8,00	fuera de rango	Pf	879,7	muy ab	6,76	muy alta
Co	319,9	ab media	2,80	muy alta	Co	319,9	ab media	0,26	muy baja
Gr1(II)(50%)+Co(50%)	549,2	muy ab	3,45	muy alta	Gr1(II)(50%)+Co(50%)	549,2	muy ab	2,63	media
Pf(50%)+Co(50%)	599,8	muy ab	5,40	Extrem.Ab.	Pf(50%)+Co(50%)	599,8	muy ab	3,51	alta
Gr1(II)	778,4	muy ab	4,10	Extrem. Ab.	Gr1(II)	778,4	muy ab	5,00	alta
Gr1(II)(50%)+Gr2(III)(50%)	589,0	muy ab	6,05	cuarzo	Gr1(II)(50%)+Gr2(III)(50%)	589,0	muy ab	5,88	muy alta
Bf (80%)+M(20%)	59,8	no muy ab			Bf (80%)+M(20%)	59,8	no muy ab		

c)					f)				
Material	Abr, g/ton	E. Cualit.	DRI	E. Cualit.	Material	Abr, g/ton	E. Cualit.	RAI, RCSxCEQ	E. Cualit.
Pf	879,7	muy ab	34,50	me	Pf	879,7	muy ab	30,50	abrasivo
Co	319,9	ab media	53,40	media	Co	319,9	ab media	13,00	baja
Gr1(II)(50%)+Co(50%)	549,2	muy ab	50,70	media	Gr1(II)(50%)+Co(50%)	549,2	muy ab	29,93	baja
Pf(50%)+Co(50%)	599,8	muy ab	43,95	media	Pf(50%)+Co(50%)	599,8	muy ab	21,19	baja
Gr1(II)	778,4	muy ab	48,00	media	Gr1(II)	778,4	muy ab	49,60	abrasivo
Gr1(II)(50%)+Gr2(III)(50%)	589,0	muy ab	23,50	extrem bajo	Gr1(II)(50%)+Gr2(III)(50%)	589,0	muy ab	40,30	abrasivo
Bf (80%)+M(20%)	59,8	no muy ab			Bf(80%)+M(20%)	59,8	no muy ab		



Conclusiones

De la aplicación de las fórmulas empíricas se desprende que no todos los procedimientos descritos en la literatura son de aplicación en cualquier tipo de roca o suelo sino que es muy importante que el tipo de roca o suelo a excavar tenga características similares a los materiales usados en la base de datos de referencia.

Por otra parte se ha de considerar la etapa en la que se encuentra el desarrollo del proyecto, ya que algunas fórmulas son apropiadas para una fase preliminar en la que se necesita sólo una idea global y general de los rendimientos de la excavación y, en cambio, otras son apropiadas para etapas más avanzadas. En otros casos puede ser necesario recurrir a métodos que permiten hacer un retro análisis y contrastar los valores predichos con valores reales para detectar posibles problemas y corregir a tiempo.

Finalmente es de destacar que hay aspectos del fenómeno que aún no han sido tenidos en cuenta ni incorporados a ninguna formulación como son, por ejemplo, el comportamiento estructural de la cabeza de corte cuya deformación no es uniforme y, en consecuencia, no distribuye el esfuerzo a todos sus discos por igual sino que hay discos que están más presionados que otros. La rueda de corte experimenta deformaciones por temperatura y redistribución de esfuerzos que tiene que ver con la ubicación de los apoyos y su movimiento telescópico que acaban influyendo en el proceso de corte y desgaste de unos cortadores antes que en otros.

Otro aspecto que no es considerado por ningún modelo de predicción es la apertura de la cabeza de corte, que controla la velocidad de evacuación del material triturado desde dentro de la cámara. Si el material excavado es muy abrasivo el tiempo de permanencia de este tipo de material en la rueda incrementa el efecto de desgaste sobre las piezas de la rueda.

En cuanto a la abrasividad, se ha presentado un ensayo de laboratorio que es apropiado para terrenos con presencia de suelos mixtos y rocas blandas. El ensayo es relativamente simple y económico, dando resultados cualitativamente semejantes a los de otras medidas de abrasividad más comunes pero con menor rango de aplicación. En el futuro, y a partir de los datos de Can Zam y otros tramos de L9,

se espera cuantificar la relación de esta medida con el desgaste o de consumo de cortadores observado durante la excavación.

Referencias

- AFNOR (1990). Granulats - essai d'abrasivité et de broyabilité. Norme NF P18 - 579.
- Bilgin, N. and Balci, C. (2005). Performance prediction of mechanical excavators in tunnels. Estambul, ITA/AITES.
- Bieniawski, Z.T. (1989). *Engineering rock mass classifications*. John Wiley and Sons Inc.
- Bruland, A. (1998). *Hard rock tunnel boring*. PhD thesis Norwegian University of Sciences and Technology of Trondheim.
- Büchi, E., Mathier, J.F. and Wyss, Ch. (1995). Rock abrasivity – a significant cost factor for mechanical tunnelling in loose and hard rock. *Tunnel* 5, 38 - 43.
- Burger, W. (2006). Hard rock cutterhead design. *Proceedings of the North American Tunnelling Conference*, 257-263.
- Casinelli, F., Cina, S., Innaurato, N. and Mancini, R. (1982). Power consumption and metal wear in tunnel boring machines: Analysis of tunnel boring operations in hard rock. London, IMM, 73-81.
- Cerchar (1986). The Cerchar Abrasiveness Index. Centre d' Etudes et Recherches de Charbonnages de France, Verneuil.
- Eusebio, A., Grasso, P., Mahtab, A. and Innaurato, A. (1991). Rock characterization for selection of a TBM for a railway tunnel near Geneva, Italy. *Proceedings Int. Symp. on Mine Mech. and Automation*, Colorado, CSM/USBM, Vol. 1, 4-25 to 4-35.
- Farmer, I.W. and Glossop, N.H. (1980). Mechanics of disc cutter penetration. *Tunnels and Tunnelling* 12(6), 22-25.
- Festl, J. (2006). *The LCPC test – A possibility to determine soil abrasivity?* BA thesis Technische Universität München (in German).
- Frenzel, C., Käsling, H. and Thuro, K. (2008). Factors influencing disc cutter wear. *Geomechanik und Tunnelbau* 1(1), 55 - 60.
- Gehring, K. (1995). Leistungs - und Verschleißprognosen im maschinellen Tunnelbau. *Felsbau* 13(6), 439-448.
- Graham, P.C. (1976). Rock exploration for machine manufacturers. *Proceedings of the Symposium on Exploration for Rock Engineering*, vol. 1, Johannesburg, Balkema, 173-180.



- Gutiérrez Manjón, J.M. (2009). Modo de operación y consumo de cortadores en los terrenos metamórficos y graníticos de los túneles de Guadarrama (AVE), Línea 9 Metro de Barcelona, Vigo (AVE). Barcelona, UPC.
- Hughes, H.M. (1986). The relative cuttability of coal measures rock. *Mining Science and Technology* **3**(2), 95-109.
- Kahraman, S., Bilgin, N. and Feridunoglu, C. (2003). Dominant rock properties affecting the penetration rate of percussive drills. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* **40**(5), 711-723.
- Käsling, H. and Thuro, K. (2010). Determining abrasivity of rock and soil in the laboratory. In Williams *et al.* (eds.) *Geologically Active. Proceedings of the 11th Congress of the International Association for Engineering Geology and the Environment, Auckland, New Zealand*, Taylor & Francis, London.
- Lien, R. (1961). *An indirect test method for estimating the drillability of rocks*. Dr. thesis Trondheim University.
- Movinkel, T. and Johannessen, O. (1986). Geological parameters for hard rock tunnel boring. *Tunnels & Tunnelling* **4**, 45 - 48.
- Nielsen, B., Dahl, F. and Holzhäuser, J. (2006a). Abrasivity testing for rock and soils. *Tunnels & Tunnelling International*, 47 - 49.
- Nielsen, B., Dahl, F. and Holzhäuser, J. (2006b). Abrasivity of soils in TBM tunnelling. *Tunnels & Tunnelling International*, 36 - 38.
- Ozdemir, L. (2003). CSM computer model for TBM performance predictions. Colorado School of Mines.
- Ozdemir, L. and Wang, F. (1979). Mechanical tunnel boring, prediction and machine design. Finat Report NSF/RA-790161: 204.
- Plinninger, R. J. and Restner, U. (2008). Abrasiveness testing, Quo Vadis? – A commented overview of abrasiveness testing methods. *Geomechanik und Tunnelbau* **1**(1), 61-70.
- Roxbosough, F.F. and Phillips, H.R. (1975). Rock excavation by disc cutter. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* **12**(12), 361-366.
- Sapigni, M., Berti, M., Bethaz, E., Busillod, A. and Cardone, G. (2002). TBM performance estimation using rock mass classifications. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* **39**(6), 771-788.
- Thuro, K., Singer, J., Käsling, H. and Bauer, M. (2006). Soil abrasivity assessment using the LCPC testing device. *Felsbau* **24**(6), 37 - 45.

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



El Dilatómetro Sísmico SDMT para ensayos de suelos in situ

The seismic dilatometer SDMT for *in situ* soil testing

Fecha de entrega: 23 de abril 2012
Fecha de aceptación: 27 de febrero 2013

Silvano Marchetti¹, Diego Marchetti² y Felipe Villalobos³

¹Dipartimento di Ingegneria Civile, Università dell'Aquila, Via Campo di Pile Zona industriale di Pile, 67100 L'Aquila, Italia, silvano@marchetti-dmt.it

² Studio Prof. Marchetti, Via Bracciano 38, 00189 Roma, Italia, diego@marchetti-dmt.it

³ Laboratorio de GeoMateriales, Universidad Católica de la Santísima Concepción, Alonso de Ribera 2850, Casilla 297 Concepción, Chile, avillalobos@ucsc.cl

Este artículo describe el equipo de ensayo del dilatómetro plano DMT e importantes aplicaciones en Ingeniería Geotécnica. El ensayo DMT es cada vez más usado alrededor del mundo debido a que el equipo y método de ensayo son confiables, adaptables y robustos. Comparado con ensayos convencionales, el DMT ha probado ser de más bajo costo, menor tiempo de ejecución y mejor repetibilidad. El SDMT es un DMT con sensores sísmicos incorporados para medir la velocidad de ondas de corte V_S . Tanto el DMT como el SDMT pueden resultar particularmente útiles en proyectos donde la rigidez del suelo y las predicciones de asentamientos resultan críticas para un diseño adecuado. Además se discuten aplicaciones para detectar superficies de deslizamientos en taludes de arcilla, determinar curvas P-y de pilotes cargados lateralmente, controlar el mejoramiento de suelos y compactación, evaluar el potencial de licuación y determinar el módulo de Young secante para modelaciones numéricas.

Palabras clave: ensayos in situ DMT, SDMT, historia de tensiones, módulo de deformaciones

This article describes the flat dilatometer test equipment DMT and important applications in Geotechnical Engineering. The DMT test is more often used worldwide because the equipment and testing method are reliable, adaptable and robust. Compared with conventional tests, the DMT has proved to be of lower cost, short execution time and repeatability. The SDMT consists of a DMT with seismic sensors included in order to measure shear wave velocities V_S . The DMT and SDMT can be of particular usefulness in projects where soil stiffness and settlement assessment are key parameters for an appropriate design. Moreover, applications for slip surface detections in clay slopes, determination of P-y curves in laterally loaded piles, soil improvement and compaction control, soil liquefaction potential assessment and the determination of the secant Young modulus for numerical modelling, are discussed.

Keywords: in situ tests DMT, SDMT, stress history, strain modulus

Introducción

La exploración del subsuelo sigue estando dominada por el uso del equipo SPT de ensayo y en menor medida por el equipo CPT. Sin embargo, el amplio uso del SPT no implica necesariamente que sea un ensayo adecuado. Muy por el contrario, Robertson (2012) incita a los Ingenieros Geotécnicos a abandonar el ensayo SPT porque es primitivo y no confiable. Mayne *et al.* (2009) sostienen que con un

valor sin unidad ingenieril N (golpes/pie), se pierde el sentido real y físico cuando N es usado para correlacionar un gran espectro de parámetros geotécnicos de resistencia y rigidez del suelo. Esto puede resultar en grandes errores especialmente para valores bajos y altos de N. Por otro lado, Robertson (2012) afirma que de hecho el ensayo SPT, es muy caro considerando la baja calidad y baja cantidad de información directa que entrega por metro lineal. Si



se toman en cuenta las variadas y mejores alternativas de equipos y técnicas de ensayo in situ que existen hoy en día, resulta conveniente conocer estas nuevas tecnologías. Una de estas alternativas es el equipo de ensayo dilatométrico DMT.

El Dilatómetro Plano DMT es un equipo para ensayos in situ desarrollado hace aproximadamente cuatro décadas (Marchetti, 1975, 1980). Su uso ha ido en aumento constante con el correr de los años y se emplea en prácticamente todos los países industrializados. El ensayo está estandarizado por la norma ASTM D6635 (2001, 2007) y el *Eurocode 7* (1997, 2007). La Figura 1a muestra las partes que componen el equipo, la Figura 1b muestra en detalle la paleta que es insertada en el suelo y la Figura 1c muestra un esquema de funcionamiento del equipo DMT.

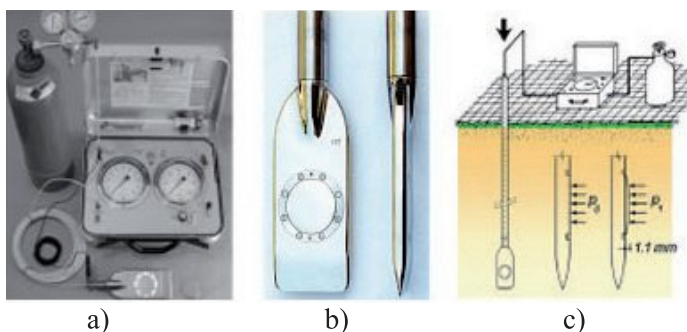


Figura 1: Dilatómetro plano: a) partes del equipo, b) vista frontal mostrando membrana circular y vista lateral de la paleta del dilatómetro y c) diagrama del ensayo con el dilatómetro

Algunas de las características distintivas del DMT son:

- El DMT es un ensayo de penetración y como tal, tiene la gran ventaja de no requerir de un sondaje previo.
- El DMT, siendo un ensayo de carga lateral, proporciona información sobre la rigidez del suelo, información que no se puede obtener a partir de otros ensayos de penetración, los cuales esencialmente miden las características de “ruptura” del suelo, con lo cual se obtiene únicamente información sobre la resistencia en falla del suelo. Por otro lado, las distorsiones causadas por la sonda del DMT son apreciablemente menores que la alteración ocasionada por puntas cónicas (Baligh y Scott, 1975), ver figura 2.
- El equipo DMT es portátil, fácil de usar y excepcionalmente independiente del operador y repetible.
- El DMT proporciona un índice de la historia de

tensiones. La historia de tensiones como tal no se utiliza en el diseño; sin embargo, su conocimiento es de sumo interés porque tiene una influencia dominante en el comportamiento del suelo.

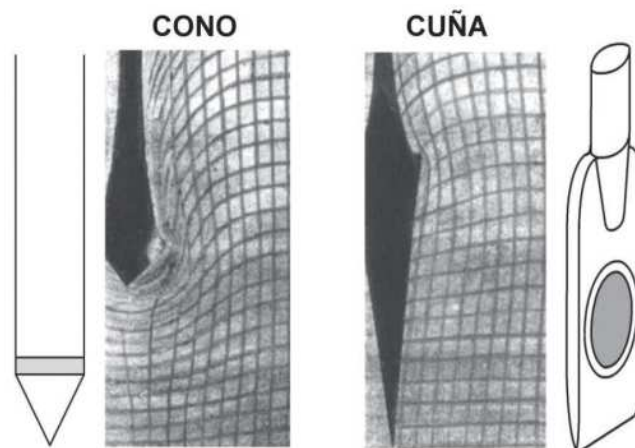


Figura 2: Distorsiones en un suelo cohesivo causada por la penetración de una sonda de forma cónica y una con forma de cuña (Baligh y Scott, 1975).

En el DMT se han incorporado sensores sísmicos denominándose SDMT. Esto permite la medición de la velocidad de ondas de corte V_S , además de la medición de los parámetros estáticos. Es importante hacer notar que V_S se mide actualmente cada vez más por la necesidad de realizar análisis de respuesta sísmica de los suelos de fundación, para los cuales V_S es un parámetro básico de entrada. En varios reglamentos sísmicos (*Eurocode 8*, 2004; BSSC, 2004; NCh 433 DS 61, 2011) se recomienda la determinación de V_S en al menos los primeros 30 m de profundidad para proyectos de construcción ubicados en zonas sísmicas. El SDMT permite determinar la rigidez máxima G_0 bajo deformaciones pequeñas dado que de la elasticidad se tiene que el módulo de corte máximo es igual a $G_0 = \rho V_S^2$, donde ρ es la densidad del medio por donde se propagan las ondas de corte. Por otro lado, la rigidez para deformaciones en condiciones de servicio puede ser representada por el módulo edométrico M_{DMT} . Estos dos valores de rigidez pueden servir de orientación al seleccionar las curvas de degradación $G-\gamma$, es decir, la disminución del módulo de corte G en función de la deformación de corte γ . Amoroso *et al.* (2012a,b) presentan esta metodología y definen rangos para los cuales es posible intersectar los datos medidos de G_0 y M_{DMT} en las curvas de degradación previamente disponibles (Figura 3).

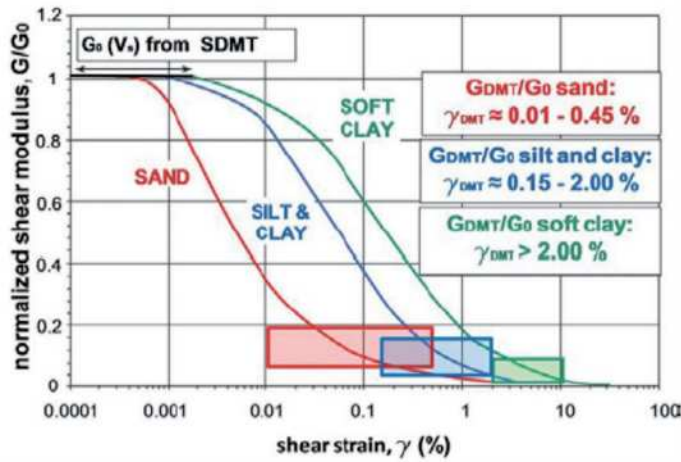


Figura 3: Ejemplos de curvas de degradación de rigidez y rangos de deformación de corte para arenas, limos y arcillas y arcillas blandas (Amoroso *et al.*, 2012a)

Ensayos con el dilatómetro DMT

El dilatómetro plano está formado por una paleta de acero que contiene una delgada membrana circular expandible de acero montada en una de sus caras. Estando en reposo, la membrana queda al ras con la superficie plana de la paleta que la rodea. La paleta está conectada mediante una manguera electro-neumática que corre a lo largo de las barras de hincado, a una caja de control en la superficie (ver Figura 1a).

La unidad de control está equipada con manómetros, una señal audiovisual, una válvula de regulación de la presión del gas (proporcionado por un tanque) y válvulas de escape. La paleta se puede introducir en el terreno usando equipos de sondaje convencionales, ya sea por penetración estática como en el ensayo de penetración de cono CPT o por penetración dinámica/percusión con equipos de perforación usados en ensayos SPT convencional. El ensayo se inicia introduciendo la paleta del dilatómetro verticalmente en el terreno. Cuando la paleta ha alcanzado la profundidad deseada se suspende la penetración. El suelo presiona la membrana contra la paleta, lo cual emite una señal acústica en la superficie. Entonces, el operador infla la membrana y toma, en un lapso de 30 s dos lecturas: la presión *A*, necesaria para justamente empezar a desplazar la membrana (presión de ‘despegue’) y la presión *B*, requerida para empujar el centro de la membrana una distancia de 1.1 mm contra el suelo. Se puede también tomar opcionalmente una tercera lectura

C (presión de cierre) al desinflar lentamente la membrana justamente después de alcanzar la presión *B* y regresar la paleta a su posición original. Se continúa hincando la paleta hasta alcanzar la siguiente profundidad de ensayo, en incrementos típicos de avance cada 20 cm.

Las lecturas de presión *A* y *B* obtenidas en el ensayo se deben corregir para tomar en cuenta el efecto de la rigidez de la membrana, la cual puede ser importante especialmente en suelos sueltos y blandos. Estos aspectos de corrección pueden ser consultados en TC16 (2001). En primer lugar las lecturas de terreno corregidas se convierten en los parámetros intermedios del DMT conocidos como índice del material I_D , índice de tensión horizontal K_D y módulo del dilatómetro E_D . Luego I_D , K_D y E_D se convierten mediante correlaciones de uso común, en: módulo edométrico M , resistencia al corte no drenada s_u , coeficiente de empuje en reposo K_0 (arcillas), OCR (arcillas), ángulo de fricción interna ϕ' (arenas) y peso unitario γ . Se pueden estimar los coeficientes de consolidación C_h y de permeabilidad k_h mediante la realización de ensayos de disipación (Totani *et al.*, 1998).

Ejemplos de perfiles obtenidos con el DMT se muestran en la Figura 4. El índice del material I_D proporciona información sobre el tipo de suelo (arena, limo, arcilla).

$$I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0} \quad (1)$$

Donde u_0 es la presión de poros hidrostática. La Figura 4a muestra que hasta los 4 m hay una transición de arena, limo y arcilla, hasta los 20 m existe una arcilla con lentes de limo a los 16 m, luego hasta los 26 m hay principalmente limo y finalmente hay arcilla hasta los 36 m.

El índice de tensión horizontal K_D es interpretado como un coeficiente de empuje lateral en reposo amplificado por la penetración de la paleta.

$$K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{v0}} \quad (2)$$

Donde σ'_{v0} es la tensión vertical efectiva. La variación de K_D con la profundidad es similar en forma al perfil de la relación de sobreconsolidación *OCR*. Un valor $K_D \approx 2$ equivale a suelos normalmente consolidados NC, es decir, $OCR = 1$; $K_D > 2$ indica preconsolidación. Es por ello que



el perfil de K_D puede ser usado como un indicador de la historia de tensiones del depósito. Del ejemplo de la Figura 4d se tiene que el suelo es NC.

El módulo del dilatómetro E_D es obtenido por medio de la teoría de la elasticidad, la geometría de la membrana y el desplazamiento de 1.1 mm como (Marchetti, 1980),

$$E_D = \frac{E}{1-\nu^2} = 34.7(p_1 - p_0) \quad (3)$$

donde ν es la razón de Poisson y E es el módulo de Young. En la Figura 4b se muestra la variación con la profundidad del módulo edométrico M vertical, drenado y bajo tensión geostática. M se determina de E_D usando un factor que es función de K_D (Marchetti, 1980). La Figura 4c muestra la variación de la resistencia al corte no drenada s_u , la cual se observa aumenta de forma casi lineal con la profundidad.

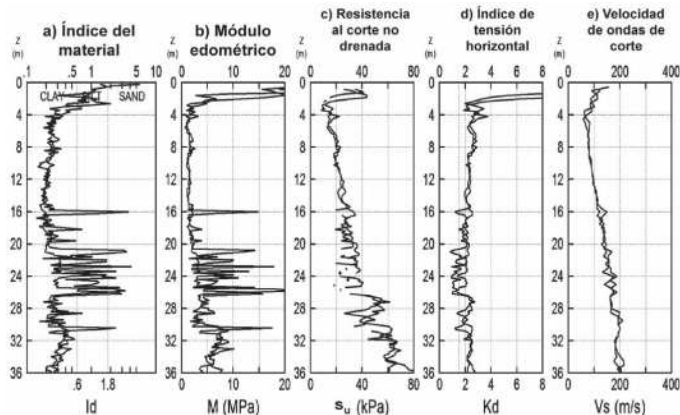


Figura 4: Ejemplos de resultados de dos sondajes próximos en Fiumicino, Italia, mostrando la variación con la profundidad de a) I_D , b) M , c) s_u , d) K_D y e) V_s

Información detallada sobre del equipo DMT, el procedimiento de ensayo y las fórmulas de interpretación se puede consultar en el amplio informe preparado por el comité técnico ISSMGE TC16 (2001).

Ensayos con el dilatómetro sísmico SDMT

Después de haber sido introducido por primera vez por Hepton (1988), el SDMT fue mejorado en Italia (Marchetti *et al.*, 2008; Monaco *et al.*, 2009). El SDMT incluye en el dilatómetro plano sensores sísmicos para la medición de la velocidad de ondas de corte. La Figura 5a muestra un elemento cilíndrico ensamblado a la paleta DMT, el cual está equipado con dos receptores localizados a 0.5

m de distancia. Cuando se genera una onda de corte en la superficie, llega primero al receptor superior (azul) y luego, transcurrido un retraso, al receptor inferior (rojo). La velocidad V_s se obtiene como la relación de diferencia de distancias entre la fuente y los dos receptores ($S_2 - S_1$) y el retraso Δt entre el primer receptor y el segundo (Figura 5b). Los sismogramas generados por los dos receptores, una vez amplificados y digitalizados en función de la profundidad, se transmiten a un computador en la superficie, que determina el retraso Δt (Figura 5c). Utilizar dos receptores evita la posible imprecisión en la determinación del “tiempo cero” al momento del impacto del martillo que a veces se observa en la configuración con un sólo receptor dentro del pseudointervalo. Por otro lado, el par de sismogramas registrado por los dos receptores para una cierta profundidad de prueba corresponde al mismo impacto del martillo y no a diferentes golpes en serie, no necesariamente idénticos. De ahí que la repetibilidad de las mediciones de V_s mejora considerablemente, siendo la repetibilidad observada de $V_s \approx 1\%$, es decir, unos cuantos m/s (Totani *et al.*, 2009). Las mediciones de V_s se toman cada 0.5 m de profundidad.

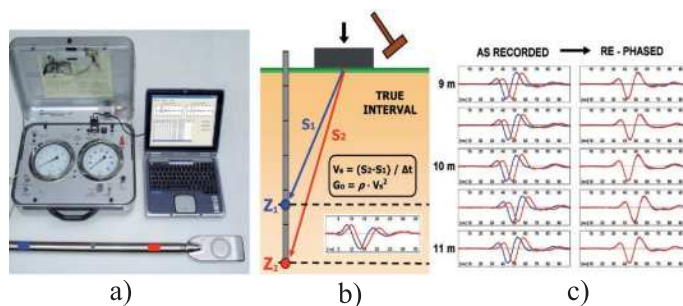


Figura 5: Dilatómetro sísmico, a) unidad de control, computador y paleta del DMT con sensores sísmicos acoplados, b) esquema del ensayo sísmico con el dilatómetro y c) ejemplo de registros de señales en tres profundidades en Fucino, Italia

La fuente de ondas de corte en la superficie es un martillo de péndulo (≈ 10 kg) que golpea horizontalmente a una base en forma de paralelepípedo empujada verticalmente contra el suelo (por ejemplo con el peso de un camión) y orientada con su eje mayor paralelo al eje de los receptores de tal forma que puedan ofrecer la sensibilidad más alta a la onda de corte.

La Figura 4e ilustra un ejemplo de distribución de V_s con la profundidad z obtenido con el SDMT, donde se aprecia un incremento casi lineal con z .



Tipos de suelos a ensayar

Los suelos que se pueden investigar mediante el equipo DMT varían entre suelos extremadamente blandos, suelos duros y rocas blandas. El DMT resulta adecuado para arenas, limos y arcillas, cuyas partículas son pequeñas comparadas con el diámetro de la membrana (60 mm). No se recomienda para grava y roca. Sin embargo, la paleta es lo suficientemente robusta para atravesar capas de grava con un espesor del orden de 0.5 m. Las lecturas del DMT son muy precisas incluso en suelos de consistencia prácticamente líquida. Por otro lado, la paleta es muy robusta, puede soportar con seguridad fuerzas de empuje de hasta 250 kN e incluso puede penetrar roca blanda. Las arcillas se pueden ensayar entre valores de s_u de 2 a 4 kPa hasta valores de 1000 kPa (margas). El intervalo de variación del módulo M medible oscila entre 0.4 MPa y 400 MPa (TC16, 2001).

Aplicaciones a problemas de ingeniería

Asentamiento de fundaciones superficiales

La estimación de asentamientos de fundaciones superficiales ha sido una de las aplicaciones más útiles del DMT (Schnaid, 2009), sobre todo en arenas en las que no se pueden recuperar muestras inalteradas. El asentamiento se calcula generalmente mediante la fórmula unidimensional,

$$S_{1-DMT} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{vi}}{M_{DMTi}} \Delta z \quad (4)$$

determinando la variación del incremento de carga $\Delta\sigma_v$ con el incremento de profundidad Δz de acuerdo con la formulación de Boussinesq que asume al suelo como un semi-espacio elástico e infinito, donde el cálculo se discretiza para las n mediciones de M_{DMT} . La Figura 6 muestra un esquema de variación del módulo edométrico obtenido con el DMT con la profundidad, además de la variación del incremento de tensiones $\Delta\sigma_v$ con la profundidad debido a la sobrecarga de un terraplén para así estimar el asentamiento S .

Notar que el asentamiento calculado con la expresión (4) representa condiciones de servicio, es decir, para un factor de seguridad FS entre 2.5 y 3.5. Esto es porque el M_{DMT} ha sido correlacionado con módulos determinados de retro análisis para zapatas y losas de fundación. También se

puede notar que el asentamiento estimado de esta manera se puede interpretar preliminarmente en arcillas como un asentamiento por consolidación primaria, si M_{DMT} ha sido derivado de la curva edométrica para el rango de incremento de tensiones adecuado (TC16, 2001).

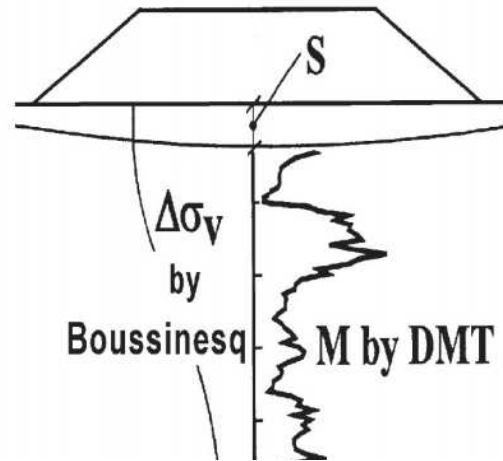


Figura 6: Esquema de la variación de M_{DMT} y $\Delta\sigma_v$ con z para la estimación del asentamiento S debido a la carga de un terraplén

La validez del método ha sido confirmada por un gran número de concordancias observadas entre los asentamientos medidos y los calculados con DMT. Schnaid (2009) presenta 16 casos donde el promedio del valor estimado usando el DMT dividido por el valor medido es de 1.18 con una desviación estándar de 0.38. La buena capacidad de predicción del DMT se considera que se debe a que: (a) la penetración del suelo con una cuña distorsiona menos el suelo que con un cono (Figura 2); (b) el módulo obtenido en un ensayo de minicarga (expansión de la membrana) está inherentemente mucho más relacionado con el módulo del suelo que la resistencia a la penetración (falla del suelo).

Desplazamiento de pilotes cargados lateralmente

Los resultados de sondajes con DMT permiten trazar las curvas $P-y$, donde P es la carga horizontal sobre el pilote e y es el desplazamiento horizontal del pilote. Robertson *et al.* (1987) proponen un método de cálculo para arcillas y arenas que se basa en los parámetros E_D , ϕ' y K_0 que se pueden determinar mediante el DMT y una expresión adimensional parabólica entre la carga y la deflexión horizontal. Marchetti *et al.* (1991) proponen otro método de cálculo para arcillas que se basa en un cálculo directo



mediante una expresión adimensional hiperbólica. Los dos métodos generan predicciones de desplazamiento horizontal semejantes y son muy sensibles a la rigidez adoptada. Tomar en cuenta que estos métodos se aplican al caso de carga monotónica aplicada por primera vez.

Superficies de deslizamiento en arcillas OC

Totani *et al.* (1997) desarrolló un método rápido para detectar superficies de deslizamiento activas o antiguas en taludes de arcilla preconsolidada OC, tomando como base la inspección de los perfiles del indicador K_D . Básicamente, el método consiste en identificar zonas de arcilla normalmente consolidada NC en un talud que, de otra manera, exhibe un perfil OC. Los estratos de arcilla NC, remodelados por deslizamientos anteriores y luego reconsolidados bajo el peso del suelo sobreyacente, se pueden identificar aplicando un valor $K_D \approx 2$ como identificador de las zonas NC, como se esquematiza en la Figura 7.

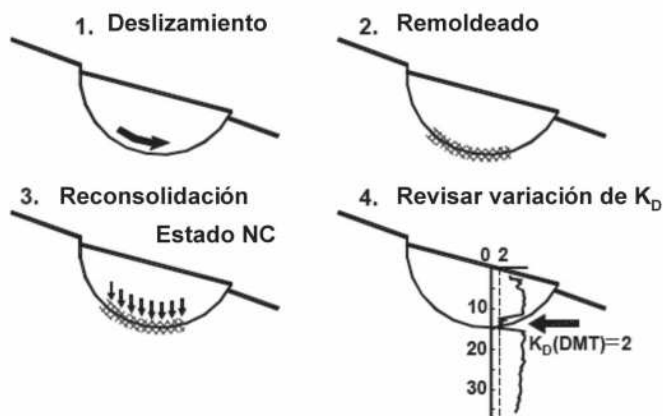


Figura 7: Detección de superficies de deslizamiento en taludes de arcilla OC usando el parámetro K_D obtenido en ensayos con DMT (de Totani *et al.*, 1997)

Control de mejoramiento de suelos

Para controlar el mejoramiento de suelos se pueden realizar sondajes con el DMT antes, durante y después del mejoramiento. Schmertmann *et al.* (1986) indican que el aumento porcentual en M_{DMT} es de aproximadamente el doble del incremento de la resistencia de punta del cono q_p en el ensayo CPT. En otras palabras, el M_{DMT} es más sensible y aumenta con mayor rapidez a los cambios de rigidez del suelo que q_p . El método DMT es por lo tanto adecuado para detectar variaciones pequeñas en el esfuerzo horizontal, por ejemplo, en el suelo sometido a relajación de tensiones detrás de muros pantalla durante la

excavación (Monaco y Marchetti, 2004).

Control de compactación

El ensayo DMT puede también ser usado como una útil herramienta para el control de la compactación de la subrasante sobre la que se apoyarán subbases, bases y el pavimento de una carretera (Marchetti, 1994). El perfil de aceptación M_{DMT} se puede establecer al ejecutar unos cuantos ensayos preliminares DMT sobre la subrasante aceptada, tomando como base los métodos originalmente especificados, tales como Proctor, razón de soporte de California CBR o ensayos de placa de carga. Luego, trazar un perfil M_{DMT} promedio. El perfil de diseño M_{DMT} podrá entonces usarse como un método económico para el control rutinario de calidad de la compactación.

Una tendencia en el diseño actual de pavimentos es usar los módulos en lugar del CBR o la densidad seca máxima compactada DSMC del Proctor. Por lo tanto, los perfiles de M_{DMT} podrán proporcionar información alternativa y útil al diseñador. El uso de métodos de medición de rigidez, alternativos al Proctor y CBR, adquieren relevancia en casos en que simplemente no se pueda obtener la humedad óptima del ensayo Proctor en el terreno, por ejemplo, en lugares desérticos o muy húmedos a saturados.

Evaluación del potencial de licuación

En la Figura 8a se muestra un gráfico que proporciona estimaciones de la Relación de Resistencia Cíclica CRR de una arena limpia ($CF < 5\%$) mediante el uso del DMT basada en K_D . Mientras que la Figura 8b muestra que con el SDMT se obtiene una segunda estimación independiente de CRR , basada en V_s . Para sismos de magnitud 7.5, la curva para estimar CRR a partir de K_D es la propuesta por Monaco *et al.* (2005),

$$CRR_{7.5} = 0.0107 K_D^3 - 0.0741 K_D^2 + 0.2169 K_D - 0.1306 \quad (5)$$

y para estimar CRR a partir de V_s es el gráfico de Andrus y Stokoe (2000),

$$CRR_{7.5} = \left[0.022 \left(\frac{K_{a1} V_{s1}}{100} \right)^2 + 2.8 \left(\frac{1}{V_{s1}^* - K_{a1} V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \right] K_{a2} \quad (6)$$

donde V_{s1} es la velocidad de ondas de corte estandarizada para una sobrecarga de 1 kg/cm^2 (presión atmosférica p_a de



100 kPa).

$$V_{S1} = V_S \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25} \quad (7)$$

σ'_{v0} es la tensión vertical efectiva inicial, V_{S1}^* es el valor máximo de V_{S1} para que ocurra licuación (de acuerdo a la Figura 8b $V_{S1}^* \approx 200$ m/s para suelos con contenidos de finos de 20%) y K_{a1} es un factor para corregir V_{S1} y K_{a2} para corregir CRR cuando existen suelos cementados por efecto de envejecimiento. Tanto K_{a1} como K_{a2} son iguales a 1.0 cuando los suelos son no cementados del Holoceno (12000 años de edad hasta el presente).

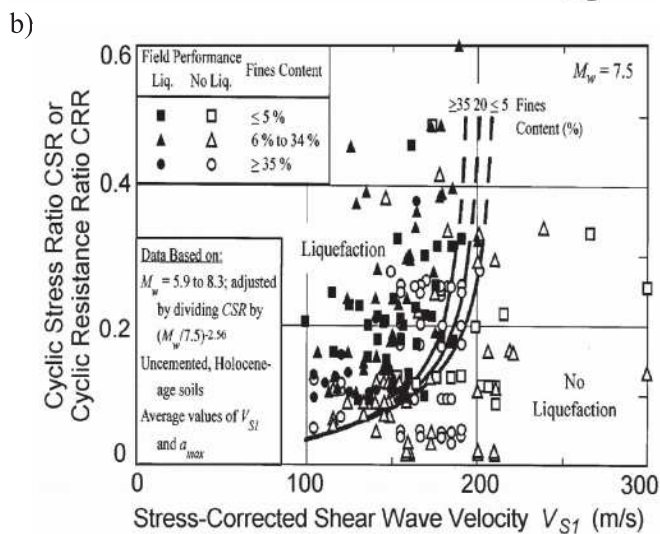
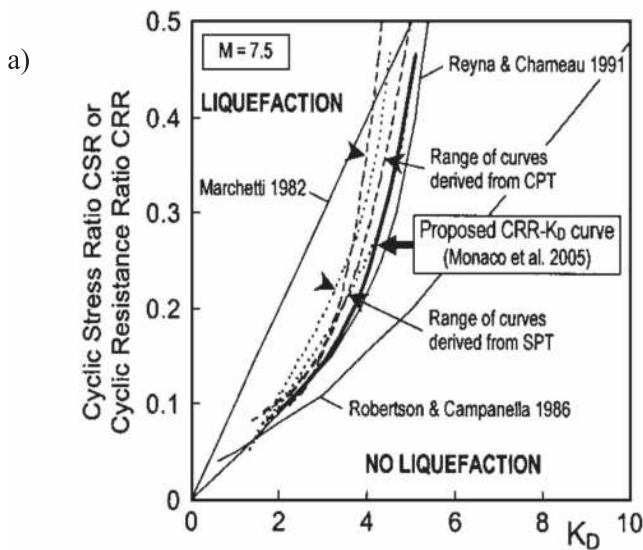


Figura 8: Curvas para evaluar CRR en arenas limpias, a) en función de K_D (Monaco *et al.*, 2005) y b) en función de V_S (Andrus y Stokoe, 2000)

Datos experimentales (Marchetti, 2010), y un amplio

programa comparativo con estanques de ensayo de calibración en la Universidad de Corea (Lee *et al.*, 2010) han mostrado que K_D es considerablemente más sensible que q_t respecto a la historia de tensiones (incluyendo el envejecimiento). Por el contrario, q_t es casi independiente del estado de deformaciones histórico a lo largo de la línea K_0 (Baldi *et al.*, 1985) y no es muy sensible a la historia de tensiones (Schnaid, 2009). Sin embargo, la historia de tensiones es un importante factor en el fenómeno de licuación debido a su apreciable influencia sobre el valor de CRR . Baldi *et al.* (1985) señalan que para obtener estimaciones confiables de la susceptibilidad de las arenas a licuar, se requiere de equipos de ensayo (distintos al CPT y SPT) más sensibles que detecten los efectos relacionados a la historia de tensión-deformación del suelo. Debido a que la historia de tensiones es un parámetro fundamental para la determinación del CRR , no es de extrañar que, en ausencia de ésta, la estimación de CRR a partir del ensayo CPT resulte en una amplia dispersión. La mayor sensibilidad de K_D a la historia de tensiones sugiere que K_D pudiera tener una relación más estrecha con CRR que la existente para q_t .

Yu (2004) ha identificado la relación entre K_D y el parámetro de estado ψ , correspondiente a la distancia vertical entre la línea de estado actual y la de estado crítico en la presentación convencional $e-\ln p'$ para la misma tensión media efectiva p' . El parámetro ψ gobierna la tendencia de una arena a aumentar o disminuir de volumen ante tensiones de corte, por lo que ψ está íntimamente relacionado con la resistencia a la licuación CRR . Por lo tanto, la relación $K_D - \psi$ constituye otro elemento en el que se apoya la probabilidad de una buena relación $K_D - CRR$. De hecho, a pesar de la fuerte relación $\psi - CRR$, incluso ψ es un indicador imperfecto de CRR , ya que ψ es insensible a la historia de tensiones mientras que CRR aumenta con la historia de tensiones. No parecerá entonces ilógico esperar que K_D , siendo un parámetro relacionado con ψ , pero al mismo tiempo relacionado también con la historia de tensiones, la cual no existe para ψ , pudiera estar exclusivamente bien correlacionada con CRR .

Según se indicó anteriormente, el SDMT también proporciona una segunda estimación independiente de CRR , la cual se puede obtener a partir de V_S . En caso de diferencias entre las dos estimaciones de CRR ,



generalmente se le asigna un mayor valor a CRR (K_D), debido a que V_s es más bien insensible a la historia de tensiones (Monaco y Marchetti, 2007). Además, V_s es una medición correspondiente a una deformación muy pequeña y se correlaciona desfavorablemente con un fenómeno de deformaciones mucho más grandes como es el caso de la licuación.

Uso del DMT para modelación con MEF

La forma más simple estriba en adoptar el modelo elástico lineal, en el cual el módulo de Young E se calcula con la aproximación $E \approx 0.8 M_{DMT}$ (Hamza y Richards, 1995).

La buena capacidad de predicción de asentamientos a partir de los resultados del DMT se puede usar para verificar resultados usando programas computacionales con el Método de Elementos Finitos MEF. Una forma de obtener esa verificación consiste en ejecutar un ensayo DMT y así obtener un perfil de M_{DMT} para predecir el asentamiento para un caso simple de carga, por ejemplo, bajo un estanque circular uniformemente cargado que transmite una carga de 100 kPa. Luego, realizar la misma predicción mediante el programa de cálculo MEF. Si los dos asentamientos calculados son muy diferentes, tal vez haga falta ajustar los parámetros MEF. La idea es usar el ensayo DMT en sustitución de una prueba de carga in situ.

Al ocupar el modelo no lineal HS (suelo duro) en Plaxis, el dato de entrada básico recomendado es el módulo de Young secante E_{50}^{ref} , el cual es calculado a partir de ensayos triaxiales normalizados (*referenciados*) a 100 kPa para el 50% de la tensión desviadora máxima. Schanz y Vermeer (1997) han demostrado que E_{50}^{ref} se correlaciona con M y que, para muchas arenas cuarzosas, el valor de E_{50}^{ref} se encuentra dentro del intervalo de variación de 15 a 75 MPa. Este intervalo es sorprendentemente similar al intervalo encontrado para el módulo M_{DMT} en varias arenas. Por lo tanto, existe la alternativa de determinar M_{DMT} en ensayos DMT como valores de E_{50}^{ref} a usar en Plaxis, dada la proximidad que existe entre ellos. Monaco y Marchetti (2004) presentan aplicaciones numéricas usando Plaxis y E_{50}^{ref} en el estudio de muros pantalla con varios niveles de arriostramiento.

Conclusiones

El Dilatómetro de Marchetti DMT es un equipo de

exploración de suelos versátil y de gran apoyo para el Ingeniero Geotécnico en la obtención de valores de parámetros de diseño adecuados. Representa una alternativa más rápida y económica a los ensayos de laboratorio y a varios de los ensayos in situ actualmente en uso. Entre sus ventajas principales destacan la portabilidad, la sencillez de su operación, la variedad de maneras de penetrar la paleta así como de los tipos de suelos posibles de explorar. La incorporación de sensores sísmicos en el DMT permite obtener perfiles de V_s además de s_u , M , OCR, K_0 y ϕ en un mismo sondaje. Las correlaciones y los procedimientos utilizados están ampliamente documentados y cuentan con el respaldo de la norma ASTM D6635 (2007) y del *Eurocode 7* (2007). El uso del DMT entrega al Ingeniero Geotécnico mayores opciones de análisis, como las que han sido presentadas en este artículo.

Referencias

- Amoroso, S., Monaco, P. and Marchetti, D. (2012a). Use of the Seismic Dilatometer (SDMT) to estimate in situ G - γ decay curves in various soil types. *Proceedings of the International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4*, Coutinho & Mayne (eds), Taylor & Francis, Vol. 1, 489 -497.
- Amoroso, S., Lehane, B.M. and Fahey, M. (2012b). Determining G - γ decay curves in sand from a Seismic Dilatometer Test (SDMT). *Proceedings of the International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4*, Coutinho & Mayne (eds), Taylor & Francis, Vol. 1, 447 -452.
- Andrus, R.D. and Stokoe II, K.H. (2000). Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 126, No.11, 1015-1025.
- ASTM D6635 (2001, 2007). Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer. Book of Standards, West Conshohocken, PA, USA.
- Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M. and Pasqualini, E. (1985). Penetration resistance and liquefaction of sands. *Proceedings of the 11th ICSMFE*, San Francisco, vol. 4, 1891-1896.
- Baligh, M.M. and Scott, R.F. (1975). Quasi Static Deep Penetration in Clays. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 101, No. 11, 1119-1133.
- BSSC Building Seismic Safety Council (2004). NEHRP Recommended provisions for seismic regulations for new



- buildings and other structures. FEMA 450/451, 19-38.
- Eurocode 7 (1997, 2007). Geotechnical Design - Part 2: Ground Investigation and Testing. EN 1997-2:2007.
- Eurocode 8 (2004). Design of structures for earthquake resistance. Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. EN 1998-1: 2004.
- Hamza, M. and Richards, D.P. (1995). Correlations of DMT, CPT and SPT in Nile Basin Sediment. *Proceedings 11th African Conference SMFE*, Cairo Egypt, 437-446.
- Hepton, P. (1988). Shear wave velocity measurements during penetration testing. *Proceedings of Penetration Testing in the UK*, ICE, 275-278.
- Lee, M.J., Choi, S.K., Kim, M.T. and Lee, W. (2011). Effect of stress history on CPT and DMT results in sand. *Engineering Geology* **117** (3-4), 259-265.
- Marchetti, S. (2010). Sensitivity of CPT and DMT to stress history and aging in sands for liquefaction assessment. *Proceedings CPT 2010 International Symposium Huntington Beach*, California.
- Marchetti, S., Monaco, P., Totani, G. and Marchetti, D. (2008). In situ tests by seismic dilatometer (SDMT). *Proceedings From Research to Practice in Geotechnical Engineering*, ASCE Geotech. Spec. Publ. No. 180 (honoring J.H. Schmertmann), 292-311.
- Marchetti, S. (1994). An example of use of DMT as an help for evaluating compaction of subgrade and underlying embankment. Internal Technical Note.
- Marchetti, S., Totani, G., Calabrese, M. and Monaco, P. (1991). P-y curves from DMT data for piles driven in clay. *Proceedings of the 4th International Conference on Piling and Deep Foundations*, DFI, Stresa, Vol. 1, 263-272.
- Marchetti, S. (1982). Detection of liquefiable sand layers by means of quasi-static penetration tests. *Proceedings 2nd European Symposium on Penetration Testing*, Amsterdam, vol. 2, 689-695.
- Marchetti, S. (1980). In Situ Tests by Flat Dilatometer. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* **106**, No. 3, 299-321.
- Marchetti, S. (1975). A New in Situ Test for the Measurement of Horizontal Soil Deformability. *Proceedings of the Conference on In Situ Measurement of Soil Properties*, ASCE Spec. Conf., Raleigh, Vol. 2, 255-259.
- Mayne, P.W., Coop, M.R., Springman, S.M., Huang, A.B. and Zornberg, J.G. (2009). Geomaterial behaviour and testing. State of the art Paper. *Proceedings of the 17th ICSMGE*, Alexandria, Egypt, Vol. 4: 2777-2872.
- Monaco, P., Marchetti, S., Totani, G. and Marchetti, D. (2009). Interrelationship between small strain modulus G_0 and operative modulus. *Proceedings of the International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering*, Kokusho, Tsukamoto and Yoshimine (eds.), Tsukuba, Taylor & Francis, 1315-1323.
- Monaco, P. and Marchetti, S. (2007). Evaluating liquefaction potential by seismic dilatometer (SDMT) accounting for aging/stress history. *Proceedings of the 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering ICEGE4*, Thessaloniki, paper 1626.
- Monaco, P., Marchetti, S., Totani, G. and Calabrese, M. (2005). Sand liquefiability assessment by Flat Dilatometer Test (DMT). *Proceedings XVI ICSMGE*, Osaka, vol. 4: 2693-2697.
- Monaco, P. and Marchetti, S. (2004). Evaluation of the coefficient of subgrade reaction for design of multi-propped diaphragm walls from DMT moduli. *Proceedings International Site Characterization ISC'2*, Porto, Portugal.
- NCh 433 DS 61 (2011). Diseño sísmico de edificios. Decreto 61. Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios. Santiago, Chile.
- Reyna, F. and Chameau, J.L. (1991). Dilatometer based liquefaction potential of sites in the Imperial Valley. *Proceedings 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, 385-392.
- Robertson, P.K. (2012). Interpretation of in-situ tests – some insights. The James K. Mitchell lecture. *Proceedings of the International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4*, Porto de Galinhas, Brasil, Coutinho & Mayne (eds.), Taylor & Francis, Vol. 1, 3 -24.
- Robertson, P.K. and Campanella, R.G. (1986). Estimating liquefaction potential of sands using the Flat Plate Dilatometer. *Geotechnical Testing Journal* **9**(1), 38-40.
- Robertson, P.K., Davies, M.P. and Campanella, R.G. (1987). Design of laterally loaded driven piles using the flat dilatometer.



Geotechnical Testing Journal **12**, No. 1, 30-38.

Schanz, T. and Vermeer, P.A. (1997). On the Stiffness of Sands. *Proceedings Symposium on Pre-failure Deformation Behaviour of Geomaterials*, ICE, London, 383-387.

Schmertmann, J.H., Baker, W., Gupta, R. and Kessler, K. (1986). CPT/DMT Quality control of ground modification at a power plant. *Proceedings of In Situ '86, Conference on Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering*, Virginia Tech, Blacksburg, ASCE Geot. Special Publ. No. 6, 985-1001.

Schnaid, F. (2009). *In Situ Testing in Geomechanics – the main tests*. Taylor & Francis Group, London.

TC16 (2001). The Flat Dilatometer Test (DMT) in Soil Investigations. A Report by the ISSMGE Committee TC16. Reprinted in *Proceedings of the 2nd International Conference on the Flat Dilatometer*, 2006, Washington D.C., 7-48.

Totani, G., Calabrese, M., Marchetti, S. and Monaco, P. (1997). Use of in situ flat dilatometer (DMT) for ground characterization

in the stability analysis of slopes. *Proceedings XIV ICSMFE*, Hamburg, vol. 1, 607-610.

Totani, G., Calabrese, M. and Monaco, P. (1998). In situ determination of C_u by Flat Dilatometer (DMT). *Proceedings of the First International Conference on Site Characterization ISC '98*, Atlanta, Georgia, USA, 883-888.

Totani, G., Monaco, P., Marchetti, S. and Marchetti, D. (2009). V_s measurements by Seismic Dilatometer (SDMT) in non penetrable soils. *Proceedings 17th ICSMGE*, Alexandria, Egypt, 2, 977-980.

Yu, H.S. (2004). In situ soil testing: from mechanics to interpretation. *Proceedings 2nd International Conference on Site Characterization, ISC-2*, Porto. vol. 1, 3-38.



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



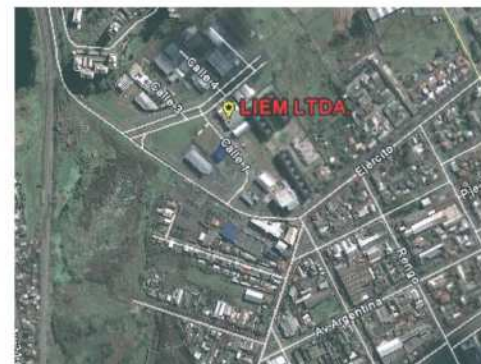
LABORATORIOS

- 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 Ingenierias**.

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.





On the proceeding of a saturation front under ponded conditions

Sobre el avance de un frente de saturación bajo condiciones de apozamiento

Fecha de entrega: 29 de junio 2012

Fecha de aceptación: 29 de enero 2013

Benjamin Sinaba¹, Bernhard Becker², Wiebke Klauder³, Iván Salazar⁴
and Holger Schüttrumpf¹

¹ Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen University, Mies-van-der-Rohe-Strasse 152056 Aachen, Germany, sinaba@iww.rwth-aachen.de, schuettrumpf@iww.rwth-aachen.de

² Deltares, Rotterdamseweg 185 2629 HD Delft, P.O. Box 177, 2600 MH Delft, The Netherlands, bernhard.becker@deltares.nl

³ RWE Power AG, Zum Gut Bohlendorf, 50935 Bergheim, Germany, wiebke.klauder@rwe.com

⁴ Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica del Norte, Avda. Angamos 0610, Antofagasta, Chile, isalazar@ucn.cl

The vertical infiltration of water is a variable saturated flow process until the soil under an inundated area is completely saturated. However, in several modelling studies that regard the river-aquifer interactions, the vertical infiltration under ponded conditions is modelled as a saturated soil flow process. In order to find out whether the assumption of saturated conditions under an inundation area is suitable or not, the saturated time of the soil below an inundated area is determined. This is realised by evaluating an analytical infiltration model with two example soils under different initial conditions and for different ponding depths. The model results show, that saturation of several meters of sandy soil under ponded conditions takes place within a period of hours. For the clay example, the saturation process happens within the order of days, and if the clay is initially dry, it can take even weeks. This leads to the conclusion that saturated model approaches are suitable for sand and gravel aquifers if they are not covered with a clay layer. While the ponding depth influences the infiltration rate and the progression of the saturation front in the sandy soil, for initially wet clay the infiltration rates were found to change only marginally with the ponding depth.

Keywords: infiltration, ponded conditions, inundation, vadose zone, Richards's equation, Haverkamp infiltration model

La infiltración vertical de agua es un proceso de flujo parcialmente saturado hasta que el suelo ubicado bajo un área inundada esté completamente saturado. Sin embargo, en muchos estudios de modelación sobre interacción de agua superficial-subterránea, el proceso de infiltración vertical bajo condiciones de apozamiento es modelado como un proceso de flujo en suelo saturado. Con la finalidad de estudiar si esta simplificación es adecuada, se determina el tiempo de saturación de un suelo ubicado bajo un área inundada. Esto es realizado mediante la evaluación de un modelo de análisis de infiltración a través de dos ejemplos de suelo bajo diferentes condiciones iniciales y para diferentes profundidades de apozamiento. Los resultados del modelo indican que para un suelo arenoso bajo condiciones de apozamiento, la saturación de varios metros se lleva a cabo en horas. Para el caso de suelo arcilloso el proceso de saturación ocurre en días, y si la arcilla se encuentra inicialmente seca puede durar incluso semanas. Esto lleva a concluir que la simplificación de un modelo saturado es adecuado para suelos arenosos y gravosos, siempre y cuando no sean subyacentes a un estrato de arcilla. En suelos arenosos la profundidad de apozamiento influye en la velocidad de infiltración y en el avance del frente de saturación, mientras que en suelos arcillosos inicialmente húmedos la profundidad de apozamiento influye marginalmente en la velocidad de infiltración.

Palabras clave: infiltración, condiciones de apozamiento, inundación, zona vadosa, ecuación de Richards, modelo de infiltración de Haverkamp



Introduction

In recent years, floods have been causing significant damages in urban areas of Germany. One of the most disastrous flood events occurred in August 2002 in the Elbe river catchment. Rising groundwater due to high water levels of neighbouring rivers (subsurface flood) became a significant problem for the City of Dresden (see SLUG, 2003; Huber *et al.*, 2003; Sommer and Ullrich, 2004; Kreibich and Thieken, 2008). In this case, not only bank storage effects (Freeze, 1972) were responsible for water inflow from the river into the adjacent aquifers, but also vertical infiltrations from inundated areas contributed considerably to the groundwater head rise (SLUG, 2003).

Predictive numerical simulations are an appropriate way to support regional planning or risk assessment with respect to groundwater head rising in alluvial aquifers due to high water in neighbouring rivers (Becker, 2010; Becker *et al.*, 2012). Until the complete saturation of the soil below the inundated area the vertical infiltration under ponded conditions is a variable saturated flow process that can be represented by the Richards' equation (see Freeze and Cherry, 1979). However, in several studies the infiltration from an inundated area into the aquifer is assumed to be saturated by modelling the infiltration with a first order head boundary condition or third order leakage boundary condition in a saturated groundwater flow model (e.g. Homann, 2006; Monninkhoff and Kernbach, 2006; van Linn, 2006; Bauer *et al.*, 2006; Koch *et al.*, 2007; Peetz and Steckel, 2007; Sommer and Eulitz, 2007). For practical applications such a saturated approach is often chosen for the following reasons: it is computationally less expensive to assume saturated flow only, there is a lack of program features to handle infiltration processes in the used groundwater flow simulation program and in practice the additional parameters necessary for variable saturated flow are often not available for the modelling area.

This article addresses the question of how fast the saturation front under an inundated area proceeds and how long it takes until the soil below is completely saturated. A one-dimensional analytical infiltration model is evaluated for two soil examples under different initial conditions and different values of ponding depth. For hydrological studies and studies within the context of irrigation usually the infiltration rate and the cumulative infiltration are the

parameters of major interest. We present diagrams with the progression of the saturation front. Within the frame of modelling subsurface floods these diagrams help to decide whether the simplification of the process of infiltration under ponded condition as saturated flow is feasible or a more advanced approach like the Richards model is necessary.

Initially, the mathematical background of the infiltration model used is introduced. Afterwards, the parameters of the example soil for which the model is evaluated are given. Subsequently, the model results are discussed. The article closes with a summary and conclusions.

Mathematical infiltration model

Haverkamp *et al.* (1990) present a mathematical infiltration model for infiltration under ponded conditions. The fact that it is based on physical soil parameters makes this model appropriate for this study, because parameters of example soils from the literature can be applied. Haverkamp *et al.* (1990) derive the cumulative infiltration I as a function of time t based on the one-dimensional Richards' equation:

$$I(t) = K_i t + (h - \psi_a)(\theta_s - \theta_i) \frac{K_s}{q - K_s} + \frac{S^2 + 2\psi_a K_s (\theta_s - \theta_i)}{2(K_s - K_i)} \ln \left[1 + \frac{K_s - K_i}{q - K_i} \right] \quad (1)$$

where h is the ponding depth, *i.e.* the water level above the top ground surface, being assumed as constant over time. θ_i is the initial moisture content and θ_s denotes the soil water content at saturation. The symbol K_i stands for the initial hydraulic conductivity under unsaturated conditions and K_s is the hydraulic conductivity at saturation. The sorptivity S describes the impact of the matrix potential ψ on the infiltration of water into the soil. It embodies the influence of the capillarity capacity of dry soil in one single parameter, whereby S takes the SI-unit $\text{ms}^{-0.5}$ (see Philip, 1957). Strictly, the sorptivity has meaning only in relation to an initial state of the porous medium and an imposed boundary condition (Philip, 1969). According to Freeze and Cherry (1979), ψ_a is denoted as the air entry pressure head, which is a constant soil parameter. For fine grained soils, the relationship between saturated moisture content and negative pressure head holds over a slight range $\psi > \psi_a$ where the soil is practically saturated, but the pressure head is still negative.

Inserting the formulation of the time dependent infiltration rate $q(t)$

$$q(t) = \frac{\partial I}{\partial t} \quad (2)$$

into equation (1) leads to (Barry *et al.*, 1995):

$$t = K_s \frac{(h + \psi_a)(\theta_s - \theta_i)}{(q - K_s)(K_s - K_i)} - \frac{S^2 - 2\psi_a K_s(\theta_s - \theta_i)}{2(q - K_i)(K_s - K_i)} + \frac{S^2 - 2K_s(\theta_s - \theta_i)(h + 2\psi_a)}{2(K_s - K_i)^2} \ln \left[1 + \frac{K_s - K_i}{q - K_i} \right] \quad (3)$$

For this formulation, limits of application are given by the assumption of homogeneous isotropic soil. So layered aquifers can not be modeled and the model infiltration formula does not take into account macropore flow (see Beven and Germann, 1982). Furthermore, the horizontal movement of the soil water is not considered due to the one-dimensional approach. Finally, the model does not allow the groundwater table capillary fringe at the lower end of the model soil column as it assumes homogeneous initial conditions θ_i (Gillham, 1984).

A formula for the position of a saturated front $z(t)$ is derived from the Laplace differential equation by Schmitz *et al.* (1989):

$$z(t) = K_s \frac{h - \psi_a}{q(t) - K_s} \quad (4)$$

The saturation front is preceded by a partly saturated transition zone (Haverkamp *et al.*, 1990; Schmitz *et al.*, 1989). So the position of the saturation front is defined as the intersection between the nearly saturated zone and the partially saturated zone (Schmitz *et al.*, 1989). The space coordinate z is oriented in vertical direction of infiltration.

Soil parameters of the model

Chong and Green (1983) introduce an equation for sorptivity $S(\theta)$ based on a combination of the Philip's equation (Philip, 1957) and the Green-Ampt's equation (Green and Ampt, 1911).

$$S(\theta) = \sqrt{2(\theta_s - \theta_i)K_s^* |\psi|} \quad (5)$$

For its estimation the saturated hydraulic conductivity K_s , the moisture content at saturation θ_s , the initial water content θ_i and the corresponding suction head $\psi(\theta_i)$ have to be known. For K_s^* in equation (5) Chong and Green (1983) use the Green-Ampt-infiltration model parameter K_s . But the Green-Ampt-model assumes a piston shaped proceeding of the infiltration water, so the parameter does not account for a transition zone. Therefore, Rawls and Brakensiek (1983) suggest to use

$$K_s^* = \frac{K_s}{2} \quad (6)$$

to account for the conductivity conditions in the partly saturated transition zone.

The relation between water content θ and the suction head ψ is given by the van Genuchten approach (van Genuchten, 1978),

$$\theta(\psi) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left[1 + (\alpha |\psi|)^n \right]^{\frac{1}{n-1}}} \quad (7)$$

where θ_r is the residual water content, α and n are fitting parameters. The relation between unsaturated hydraulic conductivity K to the corresponding water content θ is given by Schaap and van Genuchten (2006):

$$K(S_e) = K_0 (S_e)^L \left[1 - (1 - S_e^{\frac{n}{n-1}})^{1-\frac{1}{n}} \right]^2 \quad (8)$$

The empirical parameter L regards the tortuosity of the soil. S_e is the relative saturation to a corresponding water content $\theta(\psi)$. In van Genuchten (1978), the relative saturation S_e is noted as:

$$S_e = \frac{\theta(\psi) - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left[1 + (\alpha |\psi|)^n \right]^{\frac{1}{n-1}} \quad (9)$$

To identify the air entry pressure ψ_a , a water content has to be selected, whose value is near the water content θ_s at saturation. This is necessary, because the van Genuchten model disregards a negative pressure head at complete saturation. According to the van Genuchten model the total soil saturation matches to zero suction head.



With the equations (4) to (7), the evaluation of the infiltration model with different initial soil moisture content θ_i is possible. The implementation of the model into a computer code is facilitated by the dimensionless representation of the model as a function of the infiltration parameter γ (Haverkamp *et al.*, 1990):

$$\gamma = \frac{2K_s(h - \psi_a)(\theta_s - \theta_i)}{S^2 + 2K_s h(\theta_s - \theta_i)} \quad (10)$$

The relationship between infiltration time and dimensionless infiltration time is given by

$$t^* = t \frac{2(K_s - K_i)^2}{S^2 + 2K_s h(\theta_s - \theta_i)} \quad (11)$$

Solving equation (11) allows the computation of the dimensionless cumulative infiltration I^* by

$$I^* = \frac{\gamma}{q_s^* - 1} + (1 - \gamma) \ln \left[1 + \frac{1}{q_s^* - 1} \right] \quad (12)$$

where q_s^* is the dimensionless infiltration rate. The dimensionless cumulative infiltration and the cumulative infiltration are related with

$$I^* = [I - K_i t] \frac{2[K_s - K_i]}{S^2 + 2K_s h[\theta_s - \theta_i]} \quad (13)$$

and the implicit non-dimensional formulation of the infiltration rate is

$$t^* = (1 - 2\gamma) \ln \left[1 + \frac{1}{q_s^* - 1} \right] + \frac{\gamma}{q_s^* - 1} - \frac{1 - \gamma}{q_s^*} \quad (14)$$

Finally, the infiltration rate can be obtained from the dimensionless infiltration rate q_s^* with

$$q_s^* = \frac{q_s - K_i}{\theta_s - \theta_i} \quad (15)$$

To model the infiltration process, the main working step is the solution of equation (11) in order to obtain the infiltration rate for given discrete time steps. Equation (11) is a combination of fractured rational functions and an

elementary transcendental function and mathematically defined in a domain of

$$D = \{q_s^* \in \mathbb{R} \mid q_s^* < 0 \wedge q_s^* > 1\} \quad (16)$$

However, an unambiguous and physically feasible solution is given by $q_s^* > 1$. The bisection method has been chosen to solve these equations, because a solution interval can easily be set (see Sinaba, 2007).

The implementation of the equations into a computer code written in Matlab is called Haverkamp-infiltration-model in this paper. Input values are soil properties, points in time, and initial conditions. Model results are infiltration rate, cumulative infiltration, and the progression of the saturation front.

Example soils

The two example soils for this study correspond to the textural classes of the USDA (2009). A sand example soil is given with a composition of 95 % sand, 2 % silt, and 3 % clay. The second example is a clay soil, which consists of 53.2 % clay, 31.7 % silt, and 15.1 % sand. Table 1 summarizes the soil properties and initial conditions for the example soils. Values for the parameters θ_i , θ_s , α , n , K_s and L were obtained from Schaap (2009). All other parameters were obtained from the equations listed above. Initial moisture contents were chosen out of the range of field moisture contents given by Kolymbas (1998), $0.05 < \theta < 0.1$ for sand and $0.2 < \theta < 0.3$ for clay.

Results Infiltration rates

Figure 1 shows infiltration rates over time, which have been computed with the Haverkamp infiltration model for the sand example. Curves for wet and dry initial moisture contents are given for ponding depths between 0 and 2 m. As expected, infiltration rates for initially dry sand are generally higher than for wet sand, because in the beginning of the infiltration process wet sands have a lower soil pressure head ψ . This leads to smaller sorptivity values which reduces the infiltration rate.

Increasing the ponding depth increases the infiltration rates, because high ponding depths cause high pressure gradients at the soil surface, although the infiltrated water

Table1: Soil parameters of the example sand and clay for initially dry and wet conditions, respectively (Sinaba, 2007)

Parameter	Symbol	Unit	sand example		clay example	
			dry	wet	dry	wet
Saturated moisture content	θ_s	-	0.375		0.459	
Initial moisture content	θ_i	-	0.059	0.085	0.2	0.3
Residual water content	θ_r	-	0.053		0.098	
Saturated hydraulic conductivity	K_s	m/s	$7.439 \cdot 10^{-5}$		$1.708 \cdot 10^{-6}$	
Hydraulic conductivity at the initial moisture content	K_i	m/s	$1.163 \cdot 10^{-8}$	$1.364 \cdot 10^{-10}$	$3.684 \cdot 10^{-13}$	$1.1529 \cdot 10^{-13}$
Hydraulic conductivity near saturation	K_0	m/s	$2.836 \cdot 10^{-6}$		$3.432 \cdot 10^{-7}$	
Suction head	Ψ	m	1.7772	0.8115	98.3645	6.3162
Air entry pressure head	Ψ_a	m	0.0514		0.0219	
Sorptivity	S	$m/s^{0.5}$	$6.4640 \cdot 10^{-3}$	$4.1840 \cdot 10^{-3}$	$6.5965 \cdot 10^{-3}$	$1.3097 \cdot 10^{-3}$
van Genuchten fitting parameter	α	1/cm	0.0352		0.0150	
van Genuchten fitting parameter	n	-	3.1767		1.2530	
Tortuosity factor	L	-	-0.930		-1.561	

reduces the matrix potential. However, the higher the ponding depth, the lower is the influence of increasing the ponding depths on the infiltration rate for both wet and dry sand.

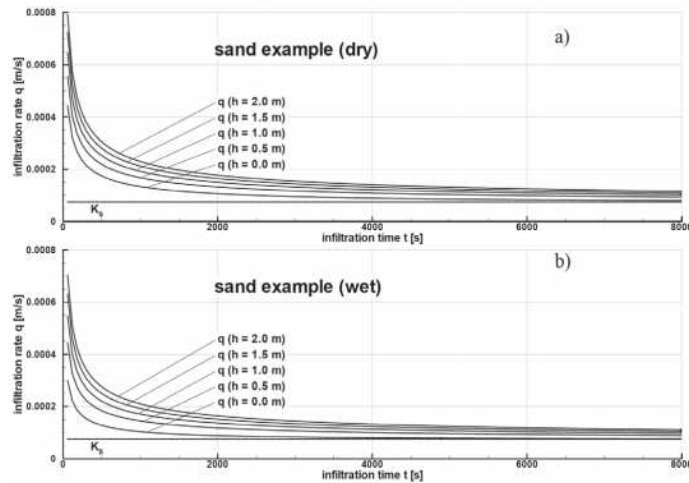


Figure 1: Infiltration rates q with ponding depths of $h = 0.0, 0.5, 1.0, 1.5,$ and 2.0 m and saturated hydraulic conductivity K_s for the example sand initially a) dry and b) wet

The infiltration rate with a ponding depth of 0.0 m represents the case of a precipitation event where the precipitation intensity is equal to the infiltration capacity q . In this case, the infiltration rate converges to a value which is equal to the saturated conductivity K_s .

Different to sand, the infiltration rates for initially wet example clay only change marginally with varying ponding

depths and hence they can barely be distinguished (Sinaba, 2007), for this reason the infiltration curves are not shown here. For this reason the suction head ψ of the clay is much higher than in the sand, computed infiltration rates for the clay is lower, because a higher initial moisture content θ_i and a lower value of hydraulic conductivity K_s compensate the suction head value, resulting in sorptivity values almost equal to the sand example. Furthermore, clay has a lower air entry pressure ψ_a .

Progression of the saturation front

Figure 2 shows the progression of the saturation front for initially dry and wet sand examples under different ponding depths. The dashed line denotes a saturated depth of one meter.

Without a water layer at the soil surface, the saturation curve is nearly linear and the infiltration period to saturate one meter of the soil from above the surface, accounts about 11000 s (3 h) if the soil is initially dry and 6000 s (1.7 h) if it is already wet. Increasing the ponding depth increases the velocity of the saturation front for both the wet and the dry sand. However, the higher the ponding depth, the lower is the impact of the initial moisture content on the progression of the saturation front. Also the impact of increasing the ponding depth on the progression of the saturation front reduces for large ponding depths.

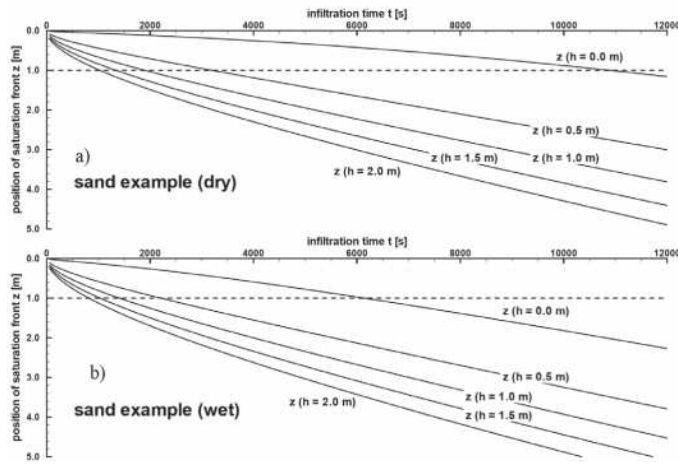


Figure 2: Position of the saturation front z with ponding depths of 0.0, 0.5, 1.0, 1.5, and 2.0 m for the a) dry and b) wet example sand

While for the example clay the influence of varying ponding depths on the infiltration rate is only small, the ponding depth changes heavily the velocity of the saturation front progression for the wet example clay (Figure 3). Since the hydraulic conductivity depends on the moisture content of the soil, the wet clay has a higher hydraulic conductivity than the dry clay. The saturation front proceeds faster in the wet clay and the impact of the hydraulic gradient on the infiltration process and the proceeding of the saturation front is larger. With high ponding depths, saturation of an initially wet soil column of one meter takes time spans in the order of days, while the saturation of a one meter column of the initially dry example clay needs about one week.

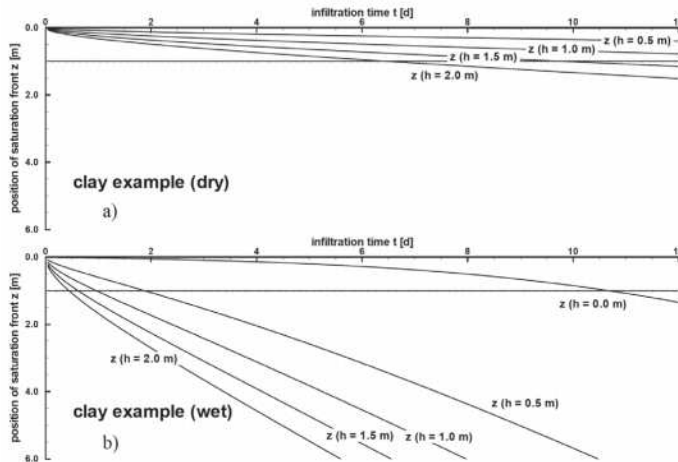


Figure 3: Position of the saturation front z with ponding depths of 0.0, 0.5, 1.0, 1.5, and 2.0 m for the a) dry and b) wet example clay

Transition zone

Neglecting the transition zone that precedes the saturation front, a water amount of

$$I = (\theta_s - \theta_i)z \tag{17}$$

would saturate a soil column with a length of z . Under this assumption, the infiltrating water fills the available pore space completely with a sharp, piston-shaped wetting front like assumed in the Green-Ampt-model.

The comparison of the infiltration time after a cumulative infiltration of $I = (\theta_s - \theta_i) \cdot 1\text{m}$ has been achieved with the time after the saturation front has reached a depth of one meter allows conclusions on the shape of the transition front. Table 2 shows the results of this comparison: for high ponding depths the dry and wet example sand values only differ slightly (Table 2 only shows the data for wet sand). So a nearly piston-shaped wetting front of the saturation front can be concluded for the sand soil. Because the two time values differ significantly for dry clay, a large fraction of the infiltrated water is stored in the transition front that precedes the saturation front in the clay soil. However, displaying this transition front is not possible with the used infiltration formulas, because the equations do not provide any information on the moisture distribution.

Table 2: Infiltration time t in seconds after the cumulative infiltration has reached the value of $I = (\theta_s - \theta_i) \cdot 1\text{m}$ and the time after the saturation front has reached 1 m for two example soils

ponding depth h , m	wet sand		dry clay	
	$I = 0.290\text{ m}$	$z = 1.0\text{ m}$	$I = 0.259\text{ m}$	$z = 1.0\text{ m}$
0.0	2316	6150	1536	21491688
0.5	1343	2213	1512	3146941
1.0	982	1408	1500	1445804
1.5	780	1035	1448	844110
2.0	648	818	1470	557194

Summary and conclusions

In several studies the infiltration of water from an inundated area into an aquifer below the inundation area is modelled by applying saturated flow boundary conditions. A prerequisite of this assumption is that the pore space under the inundated area is initially saturated or at least the saturation front under the inundation area proceeds

fast enough to justify neglecting the variably saturated flow processes. In order to estimate how long it takes to saturate the pore space under an inundated area, an analytical infiltration model has been used for two different example soils under different initial conditions. While many infiltration-related studies address hydrological questions or irrigation problems where the infiltration rate or the cumulative infiltration is of major interest, this study presents diagrams with the position of the saturation front over time. These diagrams can help practitioners dealing with infiltration to decide whether the simplification of the process of infiltration under ponded condition as a saturated flow is feasible or a more advanced approach like the Richards's model is necessary. The motivation for this work arises from the predictive modelling of subsurface floods, but the results of this study might also be of interest for other applications where infiltrations may play a main role, for example the infiltration of contaminants from copper mining waste dumps (see e.g. Salazar, 2011).

The results show that the saturation of several meters of sandy soil below an inundation takes place within the order of hours. For many groundwater models this will cover only a few simulation time steps, so the assumption of saturation under an inundated area will apply for groundwater models of sand or gravel aquifers. The higher the ponding depth, the faster does the saturation front proceed, however, the impact of increasing the ponding depth on the progression of the saturation front reduces for large ponding depths.

For the clay soil example, orders of days were found to be the time period necessary to saturate one meter of soil. If the clay is initially dry, it takes even weeks to saturate a clay soil of one meter. Thus, the assumption of saturation below an inundated area will not be applicable for aquifers that are covered with a dry clay layer. However, if the clay layer is initially wet, the saturation front moves through a clay layer of one meter thickness comparatively fast, but it still takes several hours.

For the analyzed sand example, the ponding depth does not only influence the velocity of the progression of the saturation front, it also has a remarkable influence on the infiltration rate, while for initially wet clay, the infiltration rates were found to change only marginally with the ponding depth. The infiltration into sand occurs with a

piston-shaped saturation front nearly without a transition zone. During infiltration into clay a larger fraction of the infiltrated water is distributed in the transition zone that precedes the saturation front. Thus, the arrival time of infiltrating water at a specific position, e.g. the groundwater level, can be estimated roughly by the progression of the saturation front for sandy soil. This is not possible for clay, because a distinct transition zone precedes the saturation front here.

As the assumption of saturated conditions under an inundated area does not apply in general, applicable approaches to handle the infiltration from an inundated area for groundwater models are desirable. With such modelling features the opportunities to perform predictive simulations of subsurface flood events will improve.

References

- Barry, D.A., Parlange, J.Y., Haverkamp, R. and Ross, P.J. (1995). Infiltration under ponded conditions: 4. An explicit predictive infiltration formula. *Soil Science* **160**(1): 8-7
- Bauer, P., Gumbrecht, T. and Kinzelbach, W. (2006). A regional coupled surface water/groundwater model of the Okavango Delta, Botswana. *Water Resources Research* **42**, No. W04403
- Becker, B.P.J. (2010). *Zur gekoppelten numerischen Modellierung von unterirdischem Hochwasser*. Dissertation RWTH Aachen University
- Becker, B.P.J., Forberig, S., Flögel, R., Schüttrumpf, H. and Köngeter, J. (2012). On the determination of groundwater levels for hazard maps of groundwater head rise induced by high water. *WasserWirtschaft* **12**, 10-16
- Beven, K. and Germann, P. (1982). Macropore and water flow in soils. *Water Resources Research* **18** (5): 1311-1325
- Chong, S.K. and Green, R.E. (1983). Sorptivity measurement and its application. In: *Proceedings of the National Conference on Advances in Infiltration*, American Society of Agricultural Engineers, 12-13 Dec. 1983, Chicago, Illinois, 82-91
- Freeze, R. A. (1972). Role of Subsurface Flow in Generating Surface Runoff. 1. Base Flow Contributions to Channel Flow. *Water Resources Research* **8**, No. 3, 609-623
- Freeze, R.A. and Cherry, J.A. (1979). *Groundwater*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey
- Gillham, R.W. (1984). The capillary fringe and its effect on water table response. *Journal of Hydrology* **67**, 307-324



- Green, W.H. and Ampt, G.A. (1911). Studies on Soil Physics: 1. Flow of Air and Water through Soils. *The Journal of Agricultural Science* **4**, 1-4.
- Haverkamp, R., Parlange, J.Y., Starr, J.L., Schmitz, G. and Fuentes, C. (1990). Infiltration under ponded conditions: 3. A predictive equation based on physical parameters. *Soil Science* **149**, No. 5, 292-300
- Homann, C. (2006). *Automatische Optimierung von Grundwasserhaltungen in von Hochwasser beeinflussten Aquiferen*. Dissertation RWTH Aachen University.
- Huber, G., Hiller, G. and Braune, A. (2003). Konzepte des Hochwasserschutzes für die Bauten des Freistaates Sachsen im Historischen Stadtkern von Dresden. In: Umweltamt Landeshauptstadt Dresden and Dresdner Grundwasserforschungszentrum e.V. (eds.), *Hochwassernachsorge Grundwasser Dresden*, Wissenschaftliche Tagung zum BMBF-Forschungsprojekt/8.Oktober 2003/ Dresden, Rathaus/Tagungsband. Dresden Druckerei und Verlag Christoph Hille, 57-62
- Koch, A., Meon, G. and Leibundgut, C. (2007). Die gekoppelte Simulation der 2D-Oberflächenwasser- und 3D-Grundwasserströmung im Rahmen eines Expertensystems zur Modellierung der hydrodynamischen Wechselwirkungen einer Flusslandschaft. In: Meon, G., Sauter, Führböter and Wolf (eds.): *Niedersächsisches Grundwasserkolloquium* 21.-22. Februar 2007 in Braunschweig. Grundwasser, Hochwasser und Salzwasser/Konzepte zur Risikominimierung. Stuttgart: E. Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung (Nägele u. Obermiller), Zentralblatt für Geologie und Paläontologie/Teil I Allgemeine, Angewandte, Regionale und Historische Geologie Vol. 2007, No. 1/2, 99-114.
- Kolymbas, D. (1998). *Geotechnik: Bodenmechanik und Grundbau*. Springer, Berlin.
- Kreibich, H. and Thieken, A.H. (2008). Assessment of damage caused by high groundwater inundation. *Water Resources Research* **44**, No. 9. <http://dx.doi.org/10.1029/2007WR006621>.
- Monninkhoff, B. and Kernbach, K. (2006). Coupled surface water - groundwater modeling for planning of flood retention in the Lower Havel area. In: Proceedings of the: *International FEFLOW User Conference*, September 10-15, 2006 Berlin, Germany, 115-124.
- Peetz, J.-V. and Steckel, B. (2007). 3-code coupling in flood simulation. In: *MpCCI 8th user forum proceedings*, february 13 and 14, 2007, 108-116. http://www.mpcci.de/fileadmin/mpcci/Userforum/MpCCI_8th_UserForum.pdf
- Philip, J.R. (1957). Theory of infiltration: 1. The infiltration equation and its solution. *Soil Science* **83**(5), 345-358
- Philip, J.R. (1969). *Theory of infiltration*. Advances in Hydroscience 5, Academic Press, 215-296.
- Rawls, J.W. and Brakensiek, D.L. (1983). A procedure to predict Green and Ampt infiltration parameters. In: *Proceedings of the National Conference on Advances in Infiltration*, American Society of Agricultural Engineers: 12.-13. Dec. 1983, Chicago, Illinois, 102-112
- Salazar, I. (2011). *Beitrag zur Verringerung der Schadstoffkonzentration in heterogenen porösen Medien*. Dissertation RWTH Aachen University.
- Schaap, G. M. (2009). Rosetta: A computer program for estimating soil hydraulic parameters with hierarchical pedotransfer functions. url: <http://ag.arizona.edu/research/rosetta/download/rosetta.pdf>, checked 2009-12-10.
- Schaap, M.G. and van Genuchten, M.T. (2006). A modified Mualem-van Genuchten formulation for improved description of the hydraulic conductivity near saturation. *Vadose Zone Journal* **5**, No. 1, 27-34
- Schmitz, G., Haverkamp, R., Parlange, J.Y. and Liedl, R. (1989). Infiltration bei eingestauter Bodenoberfläche. 1. Analytische Lösung der Infiltrationsgleichung und praktische Berechnung der Versickerung. *Zeitschrift für Kulturtechnik und Landentwicklung* **30**, No. 2, 121-131
- Sinaba, B. (2007). *Zur Infiltration bei eingestauter Bodenoberfläche*. Diplomarbeit RWTH Aachen University
- SLUG Sächsisches Landesamt für Umwelt und Geologie (2003). *Einfluss des August Hochwassers 2002 auf das Grundwasser*. Materialien zur Wasserwirtschaft.
- Sommer, T. and Ullrich, K. (2004). Das unsichtbare Hochwasser – Auswirkungen des August-Hochwassers 2002 auf das Grundwasser im Stadtgebiet von Dresden. In: 34. IWASA Internationales Wasserbau-Symposium Aachen 2004 : Hochwasserschutz - eindeichen oder ausweichen. Mitteilungen des Inst. f. Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen. Aachen: Shaker, 203-224.
- Sommer, T. and Eulitz, K. (2007). Auswirkungen des Hochwassers auf das Grundwasser/Phänomene und Modellansätze. In: Meon, Sauter, Führböter and Wolf (eds.): *Niedersächsisches Grundwasserkolloquium* 21.-22. Februar 2007 in Braunschweig: Grundwasser, Hochwasser und Salzwasser/Konzepte zur Risikominimierung. Stuttgart: E. Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung (Nägele u. Obermiller), Zentralblatt für Geologie und Paläontologie/Teil I Allgemeine, Angewandte,

Regionale und Historische Geologie Vol. 2007, No. 1/2, 7–15

USDA United States Department of Agriculture (2009). USDA Textural Classification Chart. url: http://www.gintsoftware.com/downloads/reports/usda_textural_class.pdf, checked 2009-12-10.

van Genuchten, R. (1978). *Calculating the unsaturated hydraulic conductivity with a new closed-form analytical model*. Water Resources Program: Department of Civil Engineering, Princeton University.

van Linn, A. (2006). *Automatische Optimierung zur Bewertung und Risikoanalyse einer Hochwasserschutzmaßnahme*. Dissertation RWTH Aachen University.



LGM UCSC

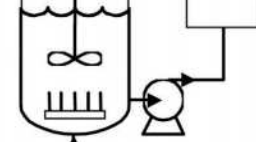
LABORATORIO DE GEOMATERIALES

La asesoría necesaria
para sus proyectos

Ensayos in situ y
de laboratorio

- > Cono dinámico
- > Placa de carga
- > Veleta de corte
- > Bender elements
- > Clasificación
- > Corte directo
- > Compactación
- > Consolidación
- > Permeabilidad
- > Triaxial
- > Compresión prismática
- > Extracción de testigos
- > Flexotracción
- > Ultrasonido





Ozonation of pentylacetate contaminated waters from textile care industry

Ozonización de aguas contaminadas con pentilacetato de la industria de limpieza en seco de textiles

Fecha de entrega: 13 de junio 2012
Fecha de aceptación: 3 de abril 2013

Héctor Valdés¹, Klaus Schrickel², Hinnerk Bormann³ and Michael Sievers³

¹Laboratorio de Tecnologías Limpias, Facultad de Ingeniería, Universidad Católica de la Santísima Concepción, Alonso de Ribera 2850, Casilla 297, Concepción, Chile, hvaldes@ucsc.cl

²Thermo Electron GmbH, Im Steingrund 4-6, 63303 Dreieich, Germany, klaus.schrickel@thermo.com

³Clausthaler Umwelttechnik-Institut-GmbH, Leibnizstraße 21 + 23, 38678 Clausthal-Zellerfeld, Germany, hinnerk.bormann@cutec.de; michael.sievers@cutec.de

In this article the use of ozone for the treatment of pentylacetate contaminated waters is evaluated. Pentylacetate has started to be used in the drycleaning process as a new solvent due to its economic benefits. However, in the technical literature experimental data involving pentylacetate ozonation has not yet been reported. This article presents experimental results on the effect of pH on the rate of pentylacetate removal by ozonation of contaminated waters. At acid pH, pentylacetate is removed by a combination of single sparging and direct ozone reaction. As pH increases, the rate of pentylacetate removal also increases, showing the importance of free radical mechanism. The constant of indirect reaction rate for pentylacetate removal due to radicals is $2.6 \times 10^9 \text{ M}^{-1}\text{s}^{-1}$.

Keywords: ozone, pentylacetate, reaction kinetics, wastewater treatment

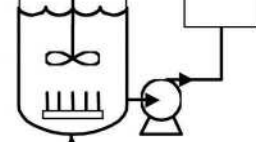
En este artículo, se evalúa el uso del ozono para el tratamiento de aguas contaminadas con pentilacetato. El pentilacetato es un nuevo solvente que se ha comenzado a utilizar en el proceso de limpieza en seco de textiles, debido a sus beneficios económicos. Sin embargo, en la literatura técnica no existen datos experimentales registrados sobre ozonización de aguas contaminadas con pentilacetato. Este artículo presenta resultados experimentales del efecto del pH en la velocidad de eliminación de pentilacetato de aguas contaminadas a través de un proceso de ozonización. A pH ácido, el pentilacetato se elimina mediante una combinación de simple volatilización y reacción directa con el ozono molecular. Cuando el pH se incrementa, aumenta la velocidad de eliminación de pentilacetato, mostrando la importancia del mecanismo por radicales libres. La constante de velocidad de reacción para la eliminación indirecta del pentilacetato por acción de radicales es de $2,6 \times 10^9 \text{ M}^{-1}\text{s}^{-1}$.

Palabras clave: ozono, pentilacetato, cinética de reacciones, tratamiento de aguas residuales

Introduction

Textile care industry can generally be categorised into dry and wet cleaning. Such processes produce environmental concern. Wetcleaning is characterised by a high water consumption in combination with

specialised detergents and additives; while drycleaning uses predominantly non-aqueous solvents mainly perchloroethylene and hydrocarbon solvents (EPA, 1998; Kurz *et al.*, 2001). In this respect, new technologies are necessary for solvent recycling and wastewater reuse as water process in order to reduce environmental impact.



This paper approaches this topic and suggests the use of ozone in textile care industry for wastewater reclamation and reuse. Ozone is known by its capacity to oxidise complex organic compounds that are frequently present in effluents from textile industries and domestic laundries (Seo *et al.*, 2001; Arslan *et al.*, 2002). The reaction mechanism is a combination of direct oxidation where a selective attack of molecular ozone on double bonds takes place, and an indirect reaction involving non-selective free-radicals generated as a result of hydroxyl-induced ozone decomposition (Hoigné, 1998). In the case of complex effluents, such as wastewater generated during wetcleaning step after the drycleaning, there are compounds that can inhibit the action of free radicals reducing the intensity of the propagation reactions (*e.g.* sodium carbonate, scavengers, humectants, etc.).

Within this context, in this article the use of ozone for the treatment of pentylacetate contaminated waters is evaluated. Pentylacetate has started to be used in the drycleaning process as a new solvent due to its economic benefits. However, in the technical literature experimental data involving pentylacetate ozonation has not yet been reported. This paper addresses this issue, in particular, the effect of pH on pentylacetate removal rate and reaction mechanism, and reports the corresponding reaction rate constants with view to reactor design. This work was part of a wider innovative project that focused on technology development for water and solvent reclamation and reuse in the textile care industry (DBU, 2003).

Experimental

Materials

Pentylacetate (96% purity) and all the chemicals used in this study were analytical reagent grade supplied by Merck. *Tert*-butyl alcohol (*t*-BuOH) (> 99% purity) was used as a radical scavenger since it reacts very rapidly with hydroxyl radicals ($k_{\text{OH},t\text{-BuOH}} = 5 \times 10^8 \text{ M}^{-1}\text{s}^{-1}$), but very slowly with ozone, $k_{\text{O}_3,t\text{-BuOH}} = 0.03 \text{ M}^{-1}\text{s}^{-1}$ (Hoigné, 1998). Sodium 4-chlorobenzoate CBA (> 98% purity) was used as a reference compound. All solutions were prepared with ultrapure water obtained from a Millipore MilliQ system. Ozone was produced from pure O_2 supplied by Linde using an ozone generator (WEDECO Katadyn GmbH, Germany) rated at $25 \text{ gO}_3 \text{ h}^{-1}$ production.

Experimental system

Experiments were performed at laboratory scale, using a temperature-controlled reactor system based on a 2 dm^3 stirred reactor and operated in a semi-batch mode (see Figure 1). pH values were adjusted to 2, 7, 9 using phosphoric acid or potassium phosphate buffer. The reactor temperature was set at $20 \pm 0.5 \text{ }^\circ\text{C}$. Typically, $5 \text{ dm}^3\text{min}^{-1}$ O_3/O_2 gas mixture was continuously fed to the reactor through a sparger. Initially, ozone gas was dissolved into pentylacetate-free buffered solution until ozone saturation was achieved. Then, a concentrated pentylacetate solution was injected into the mixture so that an initial concentration in the range $15 \times 10^{-6} - 230 \times 10^{-6} \text{ M}$ was attained. Samples were taken periodically for further analysis; and NaNO_2 was used to eliminate residual dissolved ozone.

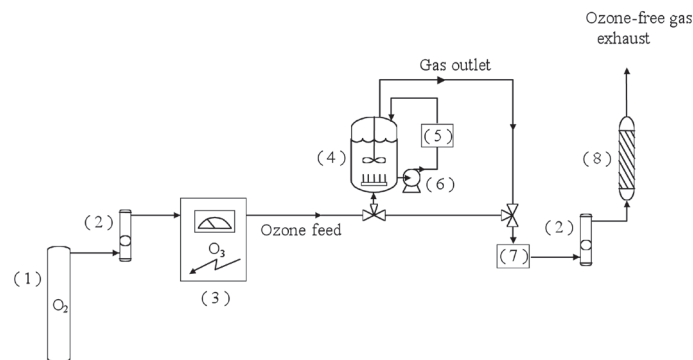
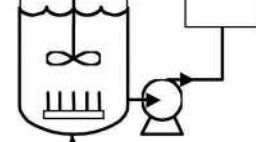


Figure 1: Experimental system: (1) Oxygen tank, (2) flowmeter, (3) ozone generator, (4) stirred tank reactor, (5) ozone liquid analyser, (6) liquid recirculation pump, (7) ozone gas analyser, (8) activated carbon trap.

Analytical methods

Inlet and outlet ozone gas concentrations were monitored using an ozone gas analyser (PCI-WEDECO, HC-500). Ozone concentration in aqueous solution was recorded on-line, using an ATI ozone analyser.

Pentylacetate was determined by gas chromatography using a GC-17A Shimadzu gas chromatograph, equipped with a capillary column (J&W Scientific DB-WAX, 30 m length x 0.25 mm i.d., 0.5 μm film thickness), a split injector and FID detector. A $23 \text{ cm}^3\text{min}^{-1}$ flow of helium gas was used as carrier gas at 600 kPa. Split injections were conducted at 10:1 ratio and $18 \text{ cm}^3\text{min}^{-1}$ flow. Prior to the injection, pentylacetate was extracted from ozonated samples using hexane at 1:1 ratio, during 60 min. Separation started at



40°C and then the temperature was increased at 10°Cmin⁻¹ to attain 240°C after 5 min, using a constant flow rate of 1.7 cm³min⁻¹. After each separation, elution proceeded for further 2 min before the oven cold down and stabilises the column before next run. Data were stored and processed using a Shimadzu Class-up™ V 4.3 automated software system.

Sodium 4-chlorobenzoate was determined by liquid chromatography. A Hewlett Packard 1050 model chromatograph was used, fitted with a Lichrospher® 100 RP-18 (5 µm) separating column. 10 µL samples were injected and detection was carried out using a Shimadzu SPD-6A UV spectrophotometric detector at 234 nm. Separation was performed with an acetonitrile-NaH₂PO₄ solution gradient, at 40°C. A mixture of 5% acetonitrile and 95% 3 mM NaH₂PO₄ solution was used as solvent A. Solvent B was prepared using a mixture of 70% acetonitrile and 30% 3 mM NaH₂PO₄ solution. Elution started with 2% B and then increased linearly to attain 100% B after 15 min, using a constant flow rate of 0.6 cm³min⁻¹. After 5 min at 100% B, elution proceeded using 2% B for further 10 min, to stabilise the column before next injection.

Results and discussion

Effect of pH on pentylacetate removal rate

Figure 2 shows the pentylacetate PA dimensionless concentration as a function of ozonation time (20 °C, 230 × 10⁻⁶ M initial PA concentration) under different pH conditions (pH 2-9) and in absence of radical scavengers. Dimensionless concentrations were calculated as a fraction of initial PA concentration.

As seen in Figure 2, the PA removal rate increased with pH. Indeed, the PA removal rate increased around 80% as pH raised from 2 to 9. All PA was removed after 20 min ozonation at pH 9, as compared with more than 60 min required at pH 2. At acid pH, PA is eliminated by a combination of stripping and direct ozone reaction with a pseudo-first order kinetic rate constant of 0.7 × 10⁻³ s⁻¹; while at pH 9 PA the pseudo-first order kinetic rate constant is increased to 3.5 × 10⁻³ s⁻¹. At basic pH, the increase in the PA removal rate was due to PA reaction with hydroxyl radicals coming from ozone aqueous decomposition.

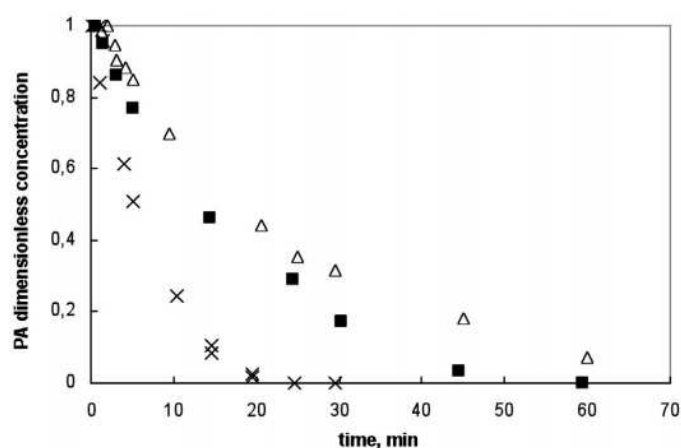
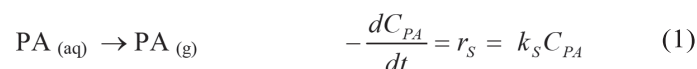


Figure 2: Ozonation of PA. Influence of pH: Δ pH = 2, ■ pH = 7, x pH = 9.

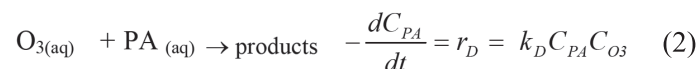
Kinetic modelling

PA removal rate by ozonation in water could be described by a simplified and unbalanced reaction mechanism as follows:

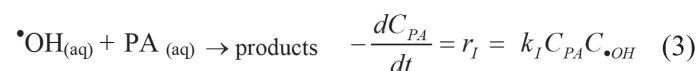
Sparging:



Direct reaction:



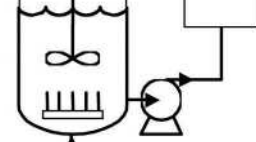
Indirect reaction:



The total rate of PA removal could then be represented as a linear combination of terms representing sparging and ozonation:

$$-\frac{dC_{PA}}{dt} = r_s + r_D + r_I = k_s C_{PA} + k_D C_{PA} C_{O_3} + k_I C_{PA} C_{\cdot\text{OH}} \quad (4)$$

where, r_s , r_D and r_I represent the removal rate due to sparging, direct and indirect ozone reactions, respectively. C_{PA} , C_{O_3} , and $C_{\cdot\text{OH}}$ are the species concentrations; k_s is the sparging removal rate constant; k_D and k_I represent the second-order rate constants for PA reaction with O₃ and ·OH radicals, respectively.



Direct reaction kinetics

Figure 3 presents the corresponding linearised plot for data obtained at pH 2, in presence of *t*-BuOH (0.01 M); conditions where the direct reaction mechanism prevailed.

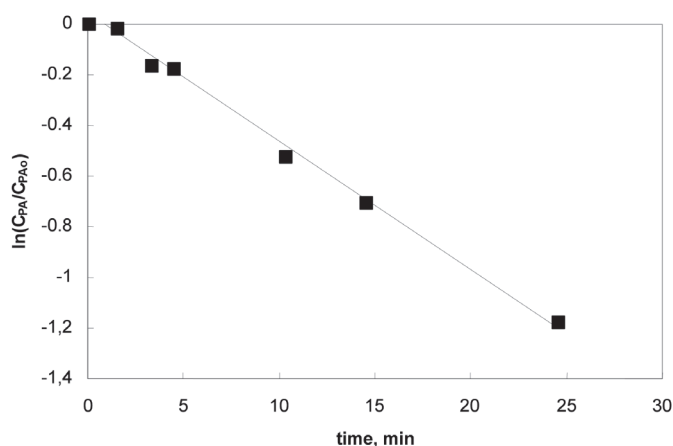


Figure 3: Determination of direct reaction constant between O₃ and PA in aqueous phase. pH 2, 20°C, 0.01M *t*-BuOH.

Experimental points fitted well a linear pseudo-first order model, with correlation coefficients above 0.99. The second-order direct reaction rate constant, k_D , at 20 °C was 2.7 M⁻¹s⁻¹.

Indirect reaction kinetics

Indirect rate constant of the reaction between PA and hydroxyl radicals, was determined at pH 9, in absence of free radicals scavengers and without sparging, at 20°C. Sodium 4-chlorobenzoate CBA was used as a probe compound, whose constant rate with hydroxyl radicals is known, $k_{I,CBA} = 4.4 \times 10^9 \text{ M}^{-1}\text{s}^{-1}$ (Hoigné, 1997). Both, PA as well as CBA reactions with hydroxyl radicals are described by means of second order kinetics:

$$-\frac{dC_{PA}}{dt} = k_{I,PA} C_{\bullet OH} C_{PA} \quad (5)$$

$$-\frac{dC_{CBA}}{dt} = k_{I,CBA} C_{\bullet OH} C_{CBA} \quad (6)$$

where, $k_{I,PA}$ and $k_{I,CBA}$ represent intrinsic rate constants of hydroxyl radical reactions of PA and CBA, respectively. By dividing the equations (5) and (6) and by integrating the expression that relates rate constants to solute

concentration variations during reaction yields:

$$\ln \frac{C_{CBA}}{C_{CBA_0}} = \frac{k_{I,CBA}}{k_{I,PA}} \ln \frac{C_{PA}}{C_{PA_0}} \quad (7)$$

Experiments were carried out with different initial concentrations ratio $C_{CBA_0}:C_{PA_0}$ (1:1, 1:3, 3:1). Figure 4 shows experimental results, according to equation (7).

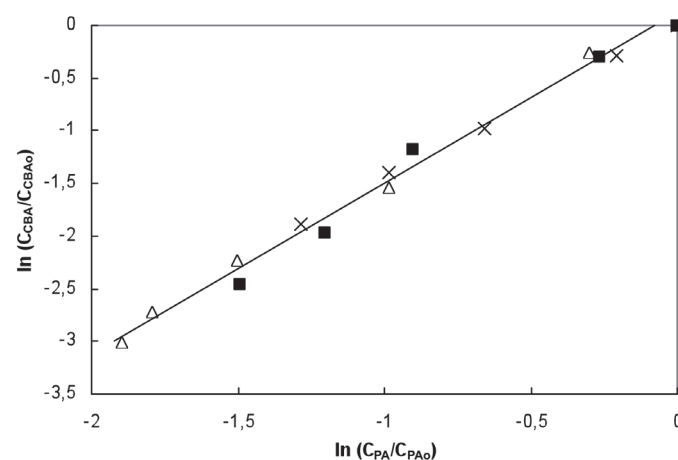
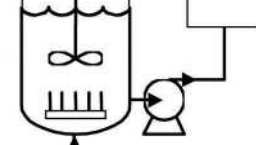


Figure 4: Determination of indirect reaction constant. $C_{CBA_0}:C_{PA_0}$ initial concentrations ratio: x 1:1, Δ 1:3, ■ 3:1.

Data fitted quite well the linealised model with a correlation coefficient above 0.99. The rate constant of second order indirect reaction between hydroxyl radicals and pentylacetate, $k_{I,PA}$, at 20 °C was $2.6 \times 10^9 \text{ M}^{-1}\text{s}^{-1}$, which is smaller than indirect reaction rate constants reported for other researchers using different organic model compounds (Sánchez-Polo *et al.*, 2002; Valdés *et al.*, 2003).

Conclusions

This study shows that PA could be effectively removed using ozone at basic pH. Experimental results show that ozone treatment removes PA from contaminated waters by a combined mechanism. At acid pH, pentylacetate is eliminated by a combination of stripping and direct ozone reaction with a pseudofirst order kinetic rate constant of $0.7 \times 10^{-3} \text{ s}^{-1}$; while at pH 9 pseudofirst order kinetic rate constant of PA is increased to $3.5 \times 10^{-3} \text{ s}^{-1}$. At basic pH, PA is oxidised by hydroxyl radicals coming from ozone aqueous decomposition. The overall rate of the indirect reaction between ozone and pentylacetate could be approximated to a second order kinetic model with a rate constant at 20°C



of $2.6 \times 10^9 \text{ M}^{-1}\text{s}^{-1}$. The radical reaction contribution at pH 9 accounts for 80% PA removal rate. This is a key issue regarding process design, since free radical scavengers, such as carbonates, may be present in water and affect the PA removal efficiency.

Acknowledgements

The authors wish to thank the *DBU Projekt "Entwicklung von Verfahren und Maschine zur Nassreinigung und Trocknung von Textilien"* for their financial support. In addition, the first author expresses his gratitude to the *Deutscher Akademischer Austausch Dienst (DAAD)* for providing a post-doctoral research fellowship.

References

- Arslan, I., Akmehtmet, I.B. and Bahnemann, D.W. (2002). Advanced oxidation of a reactive dyebath effluent: comparison of O_3 , $\text{H}_2\text{O}_2/\text{UV-C}$ and $\text{TiO}_2/\text{UV-A}$ processes. *Water Research* 36, 1143-1154.
- DBU Deutschen Bundesstiftung Umwelt (2003). Projekt: Entwicklung eines Verfahrens und einer Reinigungsmaschine zur Nassreinigung und Trocknung von Textilien.
- EPA (1998). Cleaner technologies substitutes' assessment: professional fabricare processes. Design for the environment U.S. Environmental Protection Agency Ed. EPA 744-B-98-001.
- Kurz, J., Gosolits, B. and Tagge, J. (2001). In *ATV-Handbuch Industrieabwasser. Dienstleistungs- und Veredelungsindustrie*. Chapter 13. Ernst & Sohn.
- Hoigné, J. (1998). In Hrubec (ed.), *The Handbook of Environmental Chemistry*. Vol. 5. Part C. Quality and Treatment of Drinking Water II. Berlin: Springer-Verlag.
- Hoigné, J. (1997). Inter-calibration of OH radical sources and water quality parameters. *Water Science and Technology* 35, 1-8.
- Sánchez-Polo, M., Rivera-Utrilla, J., Mondaca, M.A. and Zaror, C.A. (2002). Effect of ozone and ozone/activated carbon treatments on genotoxic activity of naphthalenesulfonic acids. *Journal of Chemical Technology & Biotechnology* 77, 883-890.
- Seo, G.T., Lee, T.S., Moon, B.H. and Lim, J.H. (2001). Ultrafiltration combined with ozone for domestic laundry wastewater reclamation and reuse. *Water Science and Technology: Water Supply* 1, 387-392.
- Valdés, H., Zaror, C.A. and Jekel, M. (2003). Kinetic study of reactions between ozone and benzothiazole in water. *Water Science and Technology* 48, 505-510.

Estudio de la tecnología de concretos de contracción compensada aplicada a la construcción de pisos industriales

Study of shrinkage-compensating concrete technology applied to the construction of industrial floors

Fecha de entrega: 5 de diciembre 2012

Fecha de aceptación: 5 de abril 2013

Óscar Gracia¹, Gonzalo Quesada¹, Adriana Gómez¹, Andrés Santacruz² y Liliana Arias³

¹ Grupo de investigación de Estructuras y Construcción, Departamento de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Javeriana, Calle 40 # 5-50, piso 1, Edificio José Gabriel Maldonado, Bogotá, Colombia, oscargracia@outlook.com, gonzaloquesadab@hotmail.com, adrianagomez@javeriana.edu.co

² Cemex Colombia S.A., Calle 99 # 9A – 54, Edificio 100 Street, torre 3, Piso 7 y 8, Bogotá, Colombia, andresfernando.santacruz@cemex.com

³ Toxement S.A., Calle 20 C No. 43 A 52 – Interior 4, Bogotá, Colombia, lilianaarias@toxement.com.co

Esta investigación consistió en aplicar un Aditivo Compensador de Contracción ACC a una mezcla de concreto para disminuir la fisuración debida a la contracción por secado en la construcción de pisos industriales. Esto con el objeto de construir paños hasta diez veces más grandes del tamaño recomendado (3 x 3 m) para un espesor de 15 cm, según las normas ACI 360 y ACI 302. Así se minimiza el número de juntas y los problemas de alabeo, filtraciones de líquidos, fracturas en los bordes e inadecuada transferencia de cargas. La metodología consiste en buscar la dosis óptima de ACC, teniendo como base un diseño de mezcla para un módulo de rotura de 4.2 MPa, realizando ensayos de contracción y de expansión restringida con 3 tipos de cemento comerciales colombianos y diferentes porcentajes de dosificación del aditivo. Una vez realizados los ensayos de laboratorio bajo la norma ASTM C 878, se encontró que la dosificación del 9% de aditivo era la adecuada. Dosificaciones superiores al 11% generan fisuras internas en el concreto y dosis menores al 9% no generan la expansión requerida en el concreto para compensar la contracción del mismo. Posterior a ello, se construyó una losa a escala industrial cuyas dimensiones fueron de 9 x 12 x 0.15 m sin juntas, para evaluar el comportamiento del ACC en condiciones de obra. Puesta al servicio la losa siguiendo los procedimientos de curado no se generaron fisuras debidas a la contracción por secado, corroborando así los datos obtenidos en el laboratorio y dejando abierta la posibilidad de hacer paños en losas industriales de mayor dimensionamiento.

Palabras clave: concreto de contracción compensada CCC, pisos industriales, contracción por secado, fisuración, aditivo compensador de contracción ACC

This research involved the application of a shrinkage-compensating additive to a concrete mix, to reduce cracking due to shrinkage by drying in the construction of industrial floors. Thus, panels can be built up to ten times larger than the recommended size (3 x 3 m) for a thickness of 15 cm, based on the recommendations of ACI 360 and ACI 302. This can minimize the number of joints and also the problems of warping, leaking water and other liquids, chipping, and inadequate load transfer. The methodology consists in finding the optimum dose of additive, based on a mix design for a rupture modulus of 4.2 MPa, subjected to restricted expansion and contraction tests with various types of domestic cements and different percentages of additive dosing. Once all laboratory tests were carried out under the norm ASTM C878, it was found that the dosage of 9% of additive was adequate. Higher doses produce internal cracks in the concrete, and lower doses did not expand the concrete enough to offset the contraction of it. Following this, a 9 x 12 x 0.15 m slab without joints was built using the optimum shrinkage-compensating additive found in the series of laboratory experiments. After implementing a curing process no cracks were generated during drying, verifying the laboratory results and leaving open the possibility to produce larger panels for industrial floors.

Keywords: shrinkage-compensating concrete, industrial floors, drying shrinkage, cracking, shrinkage-compensating additive

Introducción

Los pisos industriales son por lo general estructuras de concreto que tienen características especiales, como su alta planicidad, resistencia mecánica, resistencia química y resistencia al impacto. Estos elementos estructurales deben ser durables y tener un equilibrio entre costo y funcionalidad, dado que son diseñados para industrias que no se pueden detener en la realización de mantenimientos periódicos. Actualmente estos pisos industriales se construyen usando fibras sintéticas o metálicas, acero de refuerzo, aditivos reductores de contracción e incluso se utilizan concretos postensados, para disminuir los problemas causados por los diferentes tipos de contracción. Este artículo trata el tema de la contracción por secado del concreto y se muestran los resultados de una investigación sobre el uso de un Aditivo Compensador de Contracción ACC, el cual expande el concreto disminuyendo la posibilidad de aparición de fisuras ocasionadas por la contracción por secado, permitiendo aumentar el distanciamiento entre juntas.

Sin embargo, los pisos industriales postensados generan altos costos de construcción (torones, gatos hidráulicos, armado de ductos) y exigen la contratación de mano de obra calificada. También se ha probado el uso de macrorrefuerzo metálico y/o sintético, lo cual ayuda a disminuir los esfuerzos de contracción en el concreto (Mendoza *et al.*, 2011). Aunque su mayor aporte es el soporte de los esfuerzos por fatiga y postfisuración, en algunos casos con dosificaciones elevadas generando mayores costos y con limitantes como el bombeo, que en la mayoría de los casos no es permitido para concreto con fibras metálicas, por los daños que éstas pueden ocasionar al equipo. Adicionalmente los paños, losas o placas de concreto (estructura horizontal de concreto reforzado utilizada en la construcción de pisos industriales o pavimentos rígidos) logrados sin presencia de fisuras, no son tan extensos como los paños ejecutados con concretos postensados.

En tecnología de concreto se habla de Concreto de Contracción Compensada CCC, que puede ser fabricado con un aditivo tipo G, el cual en combinación con el cemento genera un efecto expansivo en estado fresco y endurecido. Esta expansión minimiza el agrietamiento presentado en la contracción por secado de las losas. En la parte inferior de la Figura 1 se observa el comportamiento volumétrico

de un concreto de referencia elaborado con Cemento Portland Ordinario CPO. Igualmente se puede apreciar el comportamiento de un concreto de baja contracción adicionado generalmente con aditivos reductores de contracción y de un CCC adicionado con compensadores de contracción, en donde se puede ver claramente que experimentan una expansión en el volumen de su masa, que es compensada por la contracción del concreto para luego presentar resultados de contracción mínima cercana a cero. La Figura 1 es de tipo esquemática ya que compara los 3 concretos anteriormente descritos de forma proporcional sin el uso de unidades de medida.

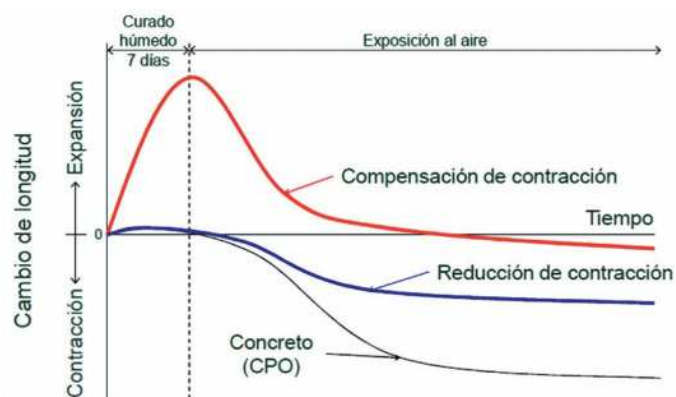


Figura 1: Reducción versus compensación de contracción (ACI 223, 2010).

El efecto expansivo también puede ser logrado con otros tipos de componentes, como los cementos expansivos tipo K, tipo M, tipo S, que básicamente buscan producir etringita con diferentes tipos de mezclas que junto con el cemento y agua reaccionan expansivamente (Monteiro y Mehta, 1986). Estos efectos también se logran con componentes expansivos que igualmente buscan producir etringita o cristales de hidróxido de calcio que incrementan el volumen del concreto significativamente, estos componentes son catalogados según sus componentes y nombrados como tipo K, M, S y G.

Todas las variantes de los aditivos expansores (tipo K, M, S) están basados en la formación de etringita (sulfoaluminato de calcio hidratado) en cantidades considerables durante los primeros días de curado (Nagataki y Gomi, 1998). Esta etringita lo que logra es atraer una gran cantidad de moléculas de agua, que causan una repulsión entre partículas, la cual a su vez produce una sobre expansión de la matriz que le confieren las características de expansión al concreto.

La expansión potencial producida por la formación de etringita es controlada usando acero de refuerzo común, el acero restringe la expansión global, de tal forma que el acero resiste los esfuerzos a tensión en el concreto y el concreto mismo resiste los esfuerzos a compresión.

En Argentina, se desarrolló un proyecto que consistió en realizar los pisos industriales de un centro de distribución de supermercados. Los parámetros de diseño tenían en cuenta el uso de estanterías de mucha altura, auto elevadores computarizados, y otros aspectos técnicos de alto nivel, que requieren minimizar las juntas y lograr alta planicidad, evitando la aparición de fisuras y el alabeo de las losas. En este proyecto se utilizó un aditivo de retracción compensada, a base de Sulfoaluminato de Calcio y Óxido de Calcio (Luco *et al.*, 2003).

En Colombia se busca implementar esta tecnología evaluando sus características y comportamiento con los cementos locales. El presente trabajo documenta la investigación realizada con el fin de comprobar la compatibilidad y efectividad del ACC con tres cementos evaluados cuyas características se describen más adelante, buscando implementar dicha tecnología. Se realizaron una serie de ensayos de laboratorio enfocados a demostrar si las características planteadas por el fabricante eran válidas para su implementación en la construcción de pisos industriales. Finalmente, se presentan los resultados obtenidos, recomendaciones y conclusiones.

Objetivos de la investigación

Evaluar la aplicabilidad de un ACC en los concretos diseñados para un Módulo de Rotura MR de 4.2 MPa, utilizados en la construcción de pisos industriales de gran formato. Comprobar la expansión del concreto al aplicarle un ACC en una dosis adecuada, para así lograr controlar la fisuración generada en la etapa de contracción por secado y de esta forma poder realizar losas de dimensiones hasta 10 veces mayores a las utilizadas normalmente (3 x 3 m) para la construcción de pisos industriales. Diseñar una mezcla de concreto con MR 4.2 MPa, para la optimización de un piso industrial, utilizando un ACC y validar los resultados obtenidos en el laboratorio con una prueba a nivel industrial, usando el diseño de mezcla óptimo.

Metodología

Diseño de mezcla tipo

Se diseñó una mezcla de concreto para piso industrial, teniendo como base un MR de 4.2 MPa, que se usó como diseño tipo durante la investigación, bajo los estándares de la norma ACI 302 (2004). Para controlar las variables solo se modificó la cantidad de ACC en la mezcla de concreto. Se incluyeron ensayos adicionales para ajustar el diseño, y así verificar la eficiencia de la mezcla de concreto. Se realizaron 6 probetas de 150 x 150 x 530 mm (vigas para MR), a las cuales se les realizó ensayo de flexión a 3, 7 y 28 días. La granulometría de los agregados pétreos usados se muestra en la Tabla 1. Cabe anotar que el material fue obtenido directamente del almacenamiento en cantera. Para controlar la humedad de los agregados se realizaron pruebas de absorción y posterior corrección de humedad para no alterar las características de las mezclas.

Tabla 1: Granulometría de los agregados usados en la investigación

Tamiz		Material		
Malla	abertura, mm	grava 25 mm	grava 12,5	arena triturada
ASTM				
1	25	86,1	100,0	100,0
3/4	19	26,4	100,0	100,0
1/2	12,5	2,7	89,6	100,0
3/8	9,5	1,5	63,4	99,5
Nº4	4,75	1,4	10,6	91,4
Nº8	2,36	1,4	1,8	69,2
Nº16	1,18	1,4	1,8	56,9
Nº30	0,6	1,4	1,8	49,8
Nº50	0,3	1,4	1,8	38,4
Nº100	0,15	1,4	1,8	22,5
Nº200	0,075	1,4	0,3	15,5

Se propuso un diseño de mezcla el cual se procedió a validar ejecutando ensayos de flexión y contracción del concreto. En la Tabla 2 se muestran las características de los materiales empleados.

El cemento establecido para la investigación es tipo I (NTC 2871, 2004), dado que es el más usado para la construcción de pisos industriales. Aunque la norma técnica colombiana tiene como antecedente la norma ASTM C150 (2012), los cementos en Colombia son adicionados con cantidades

superiores al 5% establecido en la norma original. Las adiciones utilizadas en Colombia son: cenizas, calizas, escoria de alto horno, entre otros.

Tabla 2: Materiales y propiedades

Material	tamaño, mm	origen	densidad, kg/l	absorción, %
Grava	25	Bogotá	2,46	1,9
Grava	12.5	Bogotá	2,54	1,31
Arena	5	Bogotá	2,73	1,67
Cemento	N/A	----	3-3,05	----

Se hizo un muestreo de este tipo de cemento, incluyendo los tres principales productores de este material en Colombia. Para los tres casos, se establece que los sistemas cemento y ACC tipo G son compatibles. En la Tabla 3 se aprecia la composición mineralógica de dichos cementos. Se evaluaron 3 cementos de las casas más utilizados en Colombia, los cuales se nombrarán en el documento como C1, C2 y C3.

Tabla 3: Composición mineralógica de los cementos en evaluación

Minerales	Cemento C1	Cemento C2	Cemento C3
	% masa	% masa	% masa
CaO	56,44	55,24	60,95
SiO ₂	17,16	18,34	23,04
Al ₂ O ₃	3,87	5,12	7,11
Fe ₂ O ₃	2,58	3,91	2,61
MgO	2,49	1,06	1,16
SO ₃	3,42	2,92	2,57
K ₂ O	0,48	0,61	0,61
P ₂ O ₅	0,11	0,26	0,21
TiO ₂	0,19	0,28	0,33
Na ₂ O	0,89	0,20	0,12
Cr ₂ O ₃	0,00	0,00	0,00
SrO	0,32	0,07	0,09
ZnO	0,01	0,01	0,02
Mn ₂ O ₃	0,05	0,12	0,16
LOI	2,50	2,37	5,60
EqAlkali	1,21	0,60	0,52
C ₃ S	59,91	37,18	14,20
C ₂ S	4,00	24,53	55,35
C ₃ A	5,89	6,95	14,43
C ₄ AF	8,85	11,90	7,94

Con estos cementos se realizó la validación de diseño de mezcla para los 3 tipos de cemento (Tabla 4); este diseño fue optimizado bajo parámetros de concretos de baja contracción y siguiendo los lineamientos de diseño de la norma ACI 301 (2010) y ACI 360 (2010). Con este diseño se llegó a un MR de 5,15 MPa a 28 días superando el valor calculado (promedio de las 3 mezclas realizadas). Posterior a ello, se realizó la caracterización mecánica de la mezcla para cada uno de los cementos en estudio.

Tabla 4: Diseño de mezcla tipo propuesto para un m³

Material	cemento, kg/m ³	grava 25 mm, kg/m ³	grava 12,5 mm, kg/m ³	arena, kg/m ³	agua, l	reductor de agua, kg/m ³	relación A/C
Cantidad	400	720	320	740	176	0,76 (0,2%)	0,44

Caracterización de la mezcla

Para llevar a cabo la presente etapa se construyeron 6 unidades de vigas para MR y 3 unidades de probetas de 101 x 101 x 254 mm (vigas de contracción), con el diseño tipo, para cada uno de los tres cementos en estudio. Con dichas muestras se determinó MR y el módulo de contracción para cada uno de los cementos evaluados. Las vigas para MR se fallaron a 3, 7 y 28 días, mientras que las vigas de contracción se midieron a lo largo de 56 días, todo bajo los estándares de las normas de contracción del concreto ASTM C157 (2008) y MR en vigas con carga en los tercios NTC 2871 (2004). Se ajusta el contenido de cemento en el diseño (Tabla 5) a 380 kg/m³, buscando reducir el contenido de pasta y la contracción en el concreto.

Tabla 5: Diseño final de mezcla propuesto para un m³ de concreto

Material	cemento, kg/m ³	grava 25 mm, kg/m ³	grava 12,5 mm, kg/m ³	arena, kg/m ³	agua, l	reductor de agua, % cemento	relación A/C
Cantidad	380	720	320	740	167,2	0,2	0,44

Se procedió a caracterizar cada uno de los cementos en cuanto a su resistencia a flexión (Figura 2) y contracción (Figura 3), ya que éstas son las características principales a evaluar para el diseño de mezcla.

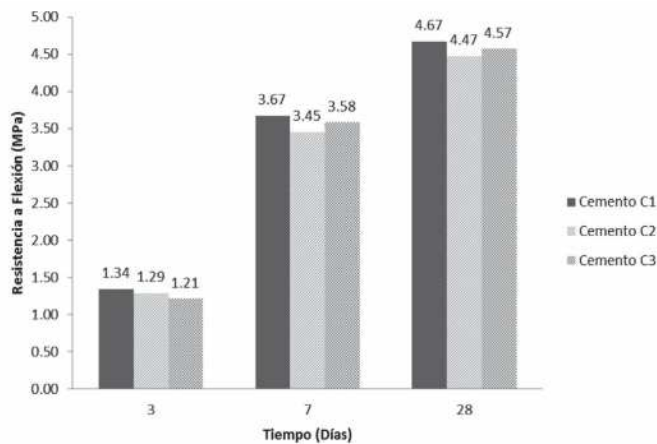


Figura 2: Resistencia a la flexión de cementos de prueba

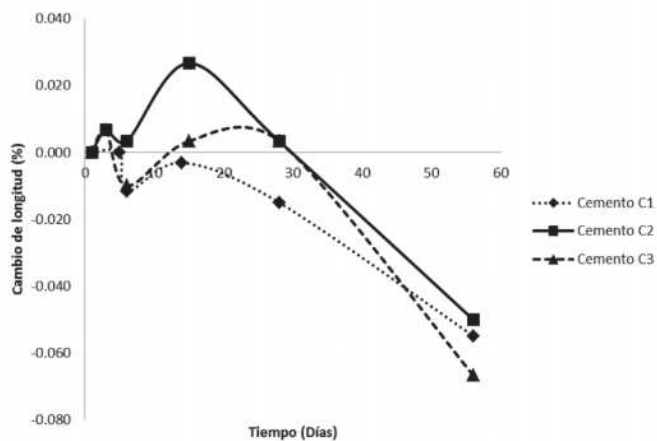


Figura 3: Resultado de contracciones de acuerdo con ASTM C157 (2008)

Ajuste dosificación - Aditivo Compensador de Contracción ACC

Los componentes que integran el ACC empleado son: óxido de calcio, cemento portland, cenizas volantes, silice cristalina, arena y lignosulfonato de sodio. Igualmente para el aditivo reductor de agua empleado sus componentes son: agua, sulfonato de naftaleno y sulfonato de sodio. Modificando el porcentaje del aditivo según el peso del cemento por m³ de mezcla, entre los valores recomendados por el fabricante (9, 10, 11 y 12%), se realizaron ensayos con los tres cementos empleados en la investigación, y basados en los resultados arrojados, se determinó la curva de expansión y contracción de cada uno de los concretos.

Para medir el cambio volumétrico se realizaron ensayos de expansión restringida según la norma ASTM C878 (2009). Se construyeron 3 unidades de vigas de 76 x 76 x 254 mm

(vigas de expansión restringida), usando las restricciones metálicas estipuladas en la norma, por cada porcentaje de dosificación y para cada uno de los 3 cementos evaluados.

Las pruebas correspondientes al ACC, se realizaron variando el porcentaje de éste, para cada uno de los cementos. Para tener un punto de comparación se realiza una mezcla testigo sin ACC; el diseño de mezcla evaluado se muestra en la Tabla 6. Se aumentó en 0.3% el aditivo reductor de agua en la mezcla con ACC para lograr el asentamiento requerido, ya que como su presentación es en polvo, éste reduce la manejabilidad del concreto.

Tabla 6: Diseño de mezcla en estado saturado superficialmente seco

Material	sin ACC	con ACC
Cemento, kg/m ³	380	380
Grava 25 mm, kg/m ³	720	720
Grava 12,5 mm, kg/m ³	320	320
Arena, kg/m ³	740	740
Agua, l	167,2	167,2
Reductor de agua, % cemento	0,2	0,5
Relación A/C	0,44	0,44

Para poder ejecutar los ensayos de expansión restringida, fue necesario conocer de antemano los tiempos de fraguado (Figura 4) con el objeto de establecer el tiempo de retiro de los moldes de las muestras y la lectura inicial de expansión con la cual se va a comparar las medidas siguientes, para así conocer el cambio volumétrico presentado en el tiempo.

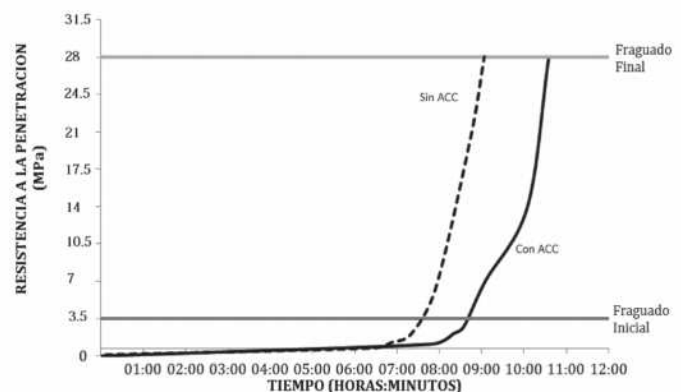


Figura 4: Resultados de los tiempos de fraguado sin ACC y con ACC.

Como resultado de estos ensayos se establece que la mezcla con ACC presenta un tiempo de fraguado de dos horas más que la mezcla de referencia sin aditivo. Una

vez tomados los tiempos de fraguado, se procede con la toma de muestras de los ensayos de expansión restringida. Los resultados obtenidos en los ensayos mencionados se pueden observar en las Figuras 5, 6 y 7 para C1, C2 y C3 respectivamente. La mezcla con el 12% de ACC presentó cambios volumétricos considerables lo que provocó que la probeta de ensayo se fracturara y no se pudiera continuar midiendo. Debido a esto se optó por no considerar muestras con sobredosificación de aditivo ACC de 12% o más.

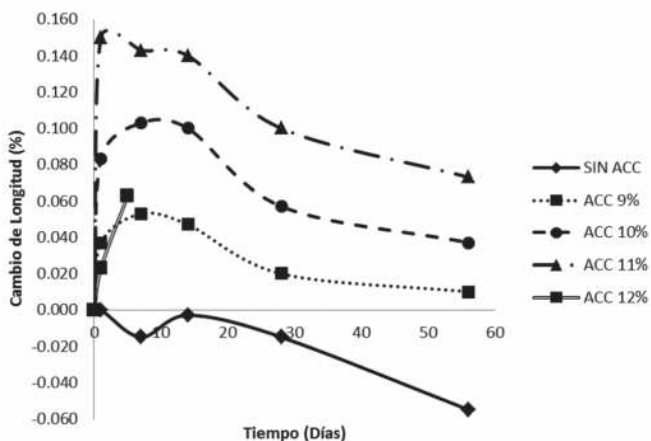


Figura 5: Variación de longitud en el tiempo para cemento C1

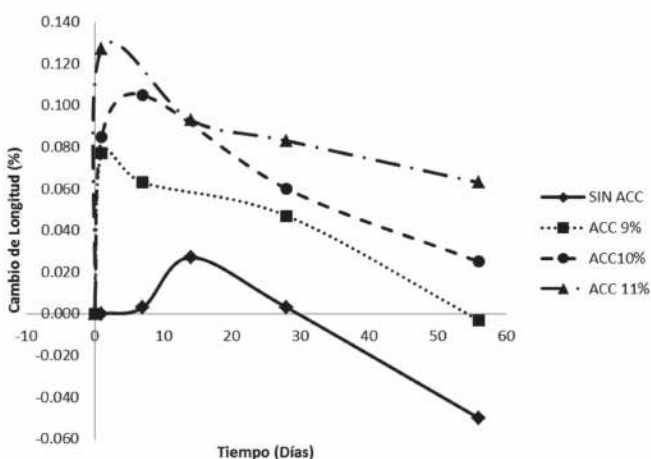


Figura 6: Variación de longitud en el tiempo para cemento C2

Diseño de mezcla - Concreto de Contracción Compensada CCC

Teniendo el porcentaje ideal de ACC por m³ de concreto, según los requerimientos de expansión de la mezcla, se procede a diseñar un concreto de Contracción Compensada CCC bajo la guía ACI 223 (2010), usando el ACC (Figura 8). Se efectuaron pruebas para determinar la eficiencia y

comportamiento de dicha mezcla usando 2 unidades de vigas de MR falladas a 28 días y 3 unidades de vigas de expansión restringida tomando medidas a lo largo de 56 días.

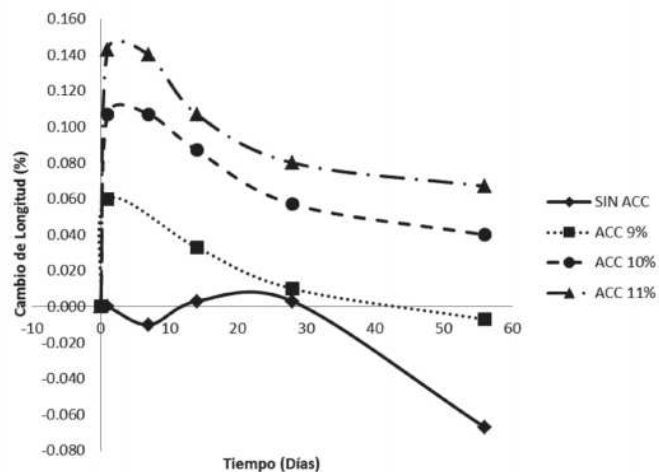


Figura 7: Variación de longitud en el tiempo para cemento C3

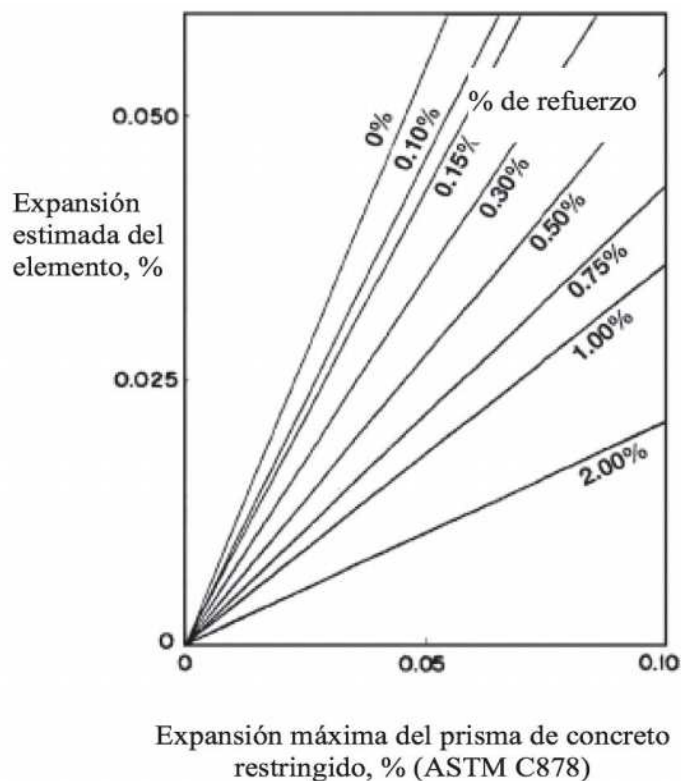


Figura 8: Prisma de expansión, según la contracción esperada y porcentaje de acero de refuerzo para un sistema con componente tipo G (ACI 223, 2010)

La contracción del cemento C1 se puede compensar con una adición del 9% de ACC; dado que al entrar los datos de

expansión estimada en el prisma de expansión requerida (Figura 8), este porcentaje es el que mejor se acopla al valor de expansión requerida. Esta dosificación igualmente se valida con las mediciones tomadas hasta 56 días dado que la contracción es cercana a cero; lo cual significa que el elemento no presentará contracción o su tendencia será cercana a cero cumpliendo con la hipótesis planteada. Las dosificaciones de 10% y 11% presentan una expansión superior a la requerida para compensar la contracción en el concreto evaluado, esto genera efectos no controlados en la masa de concreto afectando las consideraciones de diseño y de comportamiento de la losa de concreto.

Aunque los valores de contracción para los tres diseños de mezcla evaluados con tres cementos son diferentes respecto a la compensación, al igual que el cemento C1, el porcentaje adecuado para dosificar la mezcla de concreto para piso industrial con C2 y C3 y compensar la contracción de dicha mezcla de concreto es 9 %.

Basados en los resultados recogidos en la etapa experimental anterior y la guía ACI 223 (2010), se realiza una repetición de la mezcla que se estima es la más adecuada, evaluando resistencia a flexión, contracción y expansión (Tablas 7, 8 y 9).

Las imágenes de probetas y ensayos realizados en el laboratorio se pueden observar en la Figura 9.

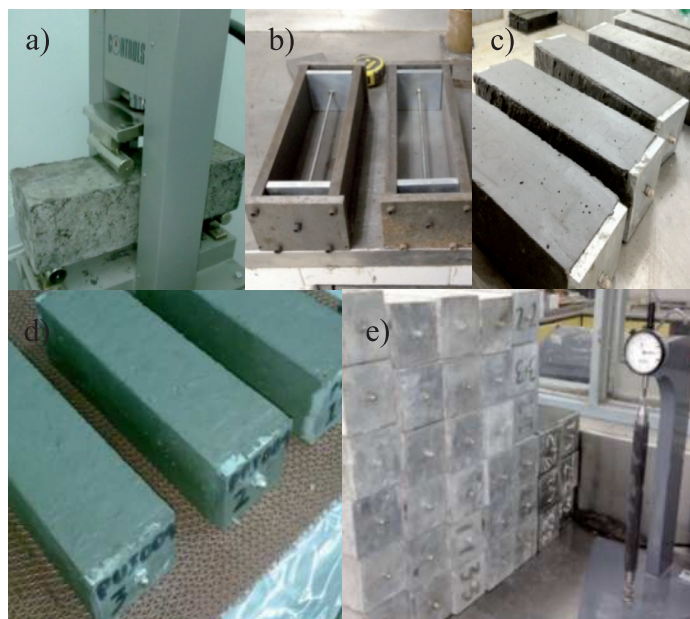


Figura 9. a) Equipo de ensayo de flexotracción, b) moldes de preparación de muestras, c) y d) probetas preparadas y e) equipo para determinación de dilatación restringida del concreto

Tabla 7: Resultados estandarización mezcla C1 y ACC

Resultados	Unidades	sin ACC	ACC 9%
Asentamiento	cm	10,32	8,918
Resistencia a la flexión a 28 días	MPa	4,57	5,15
Expansión max. ASTM C878	%	NA	0,053
Expansión 56 días ASTM C878	%	NA	0,010
Contracción a 56 días ASTM C157	%	-0,055	NA

Tabla 8: Resultados estandarización mezcla C2 y ACC

Resultados	Unidades	sin ACC	ACC 9%
Asentamiento	cm	10,95	9,362
Resistencia a la flexión a 28 días	MPa	4,25	5,53
Expansión max. ASTM C878	%	NA	0,077
Expansión 56 días ASTM C878	%	NA	0,003
Contracción a 56 días ASTM C157	%	-0,050	NA

Tabla 9. Resultados estandarización mezcla C3 y ACC

Resultados	Unidades	sin ACC	ACC 9%
Asentamiento	cm	10,78	9,316
Resistencia a la flexión a 28 días	MPa	4,48	5,56
Expansión max. ASTM C878	%	NA	0,060
Expansión 56 días ASTM C878	%	NA	-0,007
Contracción a 56 días ASTM C157	%	-0,067	NA

Prueba piloto

Con las lecciones aprendidas en el laboratorio se llevó a cabo una prueba a escala industrial. Las dimensiones del piso construido en la prueba piloto fueron de 9 x 12 x 0.15 m, para mayor aplicabilidad de los resultados se ejecutó la prueba utilizando un diseño de mezcla comercial para pisos industriales (Tabla 10).

Las etapas de construcción de la prueba piloto se aprecian en la secuencia de imágenes mostrada en la Figura 10.



Figura 10: Imágenes del proceso constructivo de la prueba piloto, a) preparación del terreno, b) colocación de moldaje perimetral, c) descarga de cemento, d) planta de concreto, e) vertido de concreto, f) nivelado, g) piscina de saturación, h) retención de la humedad e i) estado final

Tabla 10: Diseño de mezcla prueba piloto

cemento kg/m ³	grava 25 mm, kg/m ³	grava 12,5 mm, kg/m ³	arena, kg/m ³	agua, l	reductor de agua, % cemento	relación A/C	ACC 9%, kg/m ³
395	805	185	760	170	0,86	0,44	35.55

Se realizaron ensayos de flexión (Figura 11) y compresión para verificar la resistencia de la mezcla de concreto ejecutada. Según los datos obtenidos, a los 15 días de haber realizado el vaciado del concreto se tenía más de un 100% de la resistencia calculada en el diseño (MR 4.1 MPa). A los 28 días se presentó una resistencia superior al 140% del valor calculado, lo cual verifica que el concreto con ACC aumenta su resistencia de diseño.

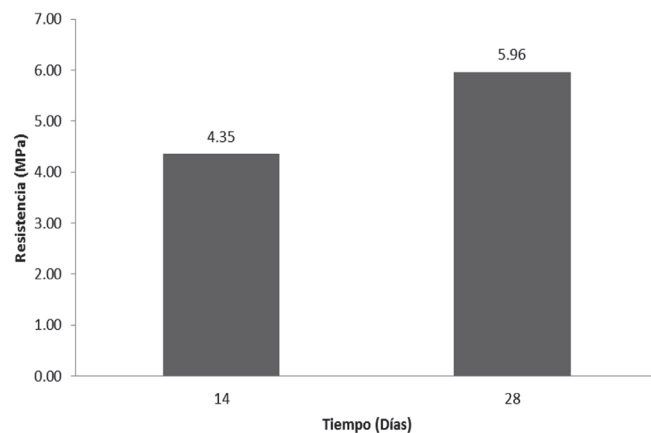


Figura 11: Resultados ensayo de MR (resistencia a la flexión) muestras prueba piloto (MR diseño 4.1 MPa)

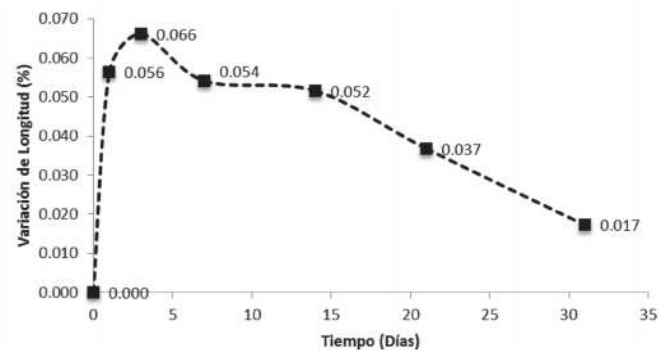


Figura 12: Variación de longitud en el tiempo del concreto de la prueba piloto

En la Figura 12 se aprecian los datos tomados para llevar un control del comportamiento del ACC en la prueba piloto. La expansión que se observó fue la esperada según

las mediciones obtenidas en las pruebas de laboratorio realizadas anteriormente. Comparada con los resultados de las Figuras 5, 6 y 7, se observa que la conducta es equiparable a lo registrado en el laboratorio en cuanto a las adiciones de ACC al 9%. Para la contracción evaluada del concreto que se usó en la prueba piloto, los datos de expansión que se debía presentar de acuerdo con la Figura 8 se encuentran dentro del rango aceptable según la guía ACI 223 (2010) en cuanto a expansiones máximas respecto a la contracción registrada.

A lo largo de todas las inspecciones visuales realizadas durante 28 días, luego de ser ejecutado el vaciado del concreto, no se observaron fisuras en la losa de concreto (Figura 13), motivo por el cual se puede afirmar que la prueba realizada arrojó resultados positivos, junto con los resultados obtenidos de los análisis de laboratorio, en cuanto a variación de la longitud de las muestras y la resistencia a la flexión MR, las cuales superaron ampliamente el diseño propuesto.



Figura 13: Inspección visual prueba piloto

Discusión

En Argentina en los pisos del Centro de Distribución de los supermercados COTO ubicado en los alrededores de Buenos Aires, con un aditivo compensador de contracción al 10% lograron los resultados deseados, pero observaron que por las adiciones de sus cementos, mayores adiciones de ACC no tenían variación, caso contrario a los cementos colombianos que a mayor proporción de aditivo aumentaba considerablemente la expansión. Ello conlleva

a que dentro de la masa de concreto se generen esfuerzos y se pueden crear fisuras que afecten la resistencia y propiedades mecánicas de las losas del piso industrial. Igualmente, en Argentina no se observó incremento alguno en la resistencia final de la mezcla de concreto, en todas las dosificaciones evaluadas; caso contrario en las mezclas que se evaluaron en este estudio, se observó un incremento en las resistencias finales respecto al diseño planteado. Vale la pena resaltar que el aditivo utilizado en Argentina es a base de Óxido de Calcio y Sulfoaluminato de Calcio, mientras que el utilizado en Colombia es sólo a base de Óxido de Calcio.

Basados en los datos obtenidos mediante esta investigación y comparados con los resultados en Argentina, se podría estar dando el primer paso para crear el concepto de pisos industriales libres de juntas para obtener de este modo un mejor desempeño que los pisos tradicionales, que acarrear muchas más variables como las juntas inducidas, dovelas de trasferencias, sello de juntas, que de no tener un especial cuidado y mantenimiento, llevan a un desgaste prematuro de la estructura. En Colombia el mantenimiento es casi nulo, salvo en estructuras que por sus condiciones así lo demanden.

Se debe tener especial atención en el curado sumergido durante al menos los primeros siete días, ya que algunos procesos químicos propios del aditivo demandan mayor tiempo y disponibilidad de agua para completar su reacción. Si esto no se cumple las propiedades mecánicas de la mezcla se pueden ver disminuidas. Adicionalmente se debe tener en cuenta que este aditivo busca compensar la contracción por secado y por tanto debe controlarse la contracción plástica a través de curado con agua.

Luego de haber realizado pruebas experimentales y comparando los resultados con los expuestos por Collepari *et al.* (2008), quienes afirman que es posible realizar losas de grandes dimensiones usando un aditivo compensador de contracción ACC más otros aditivos super-plastificantes, sin realizar curado sumergido. Este tipo de procedimientos tendría un gran incremento en el precio del piso industrial ya que por el momento los aditivos son importados, lo que los hace costosos y comparado con otros métodos usados en la construcción de pisos industriales no sería viable. Sin embargo, se realizó una mezcla de concreto con ACC sin curado (no descritos en este artículo), se

ensayaron dos vigas a flexión, y los resultados fueron pérdida de resistencia comparados con los que estuvieron sumergidos por un periodo de 7 días. La disminución de MR es del orden de 0.9 a 1 MPa respecto a los curados durante un tiempo de 7 días. Esta prueba demostró además de que luego de ser vaciado no se puede dejar el concreto sin curado, ya que éste es muy importante para que las reacciones químicas en la mezcla de concreto terminen de generarse para obtener los resultados deseados.

Conclusiones

Se comprobó que la mezcla planteada inicialmente para desarrollar un concreto con un MR de 4.2 MPa tenía un módulo de rotura superior al establecido en el diseño, por lo cual se planteó la reducción en el contenido de cemento de la mezcla de 400 a 380 kg/m³. Ello representa entre algunas ventajas, tener menor contenido de cemento en la mezcla, motivo por el cual la contracción disminuye e implica menores costos en la elaboración de la mezcla.

De acuerdo con los resultados obtenidos en los ensayos, la dosis óptima de Aditivo Compensador de Contracción ACC es del 9%, transcurridos 56 días de mediciones, a partir de la elaboración de las mezclas, la variación en el volumen de la masa es cercana a cero, esto es, una variación mínima en el tamaño de la pieza de concreto minimizando los problemas de la contracción por secado.

Al realizar los ensayos de tiempos de fraguado usando ACC, se observó un aumento en dos horas en el fraguado inicial comparado con una mezcla de referencia sin ACC. Esta verificación es muy importante para establecer de forma adecuada los tiempos de desencofre de los especímenes que verifican los cambios de longitud y para tener todas las precauciones del caso durante la producción industrial de CCC.

El ACC probado en los diferentes ensayos genera un aumento en la resistencia de la mezcla de concreto entre un 15% y un 20% aproximadamente, comparado con las mezclas realizadas sin ACC. Esta mejora en el desempeño de resistencia corresponde a reacciones químicas presentes en el proceso de hidratación que generan un efecto adherente dentro de la mezcla de concreto. Sin embargo, no debe tomarse este incremento en la resistencia como un elemento para sustituir la cantidad de cemento del diseño

original de mezcla por recomendaciones del fabricante, dado que las reacciones del aditivo están relacionadas con la cuantía de cemento presente en la mezcla. Si se modifica la cantidad de cemento en el diseño de mezcla, se deberán hacer nuevamente pruebas que sugieran la dosificación óptima del ACC tipo G con el nuevo diseño.

Los cementos estudiados son conocidos por contener adiciones de residuos de otros procesos industriales. A pesar de las diferencias mineralógicas entre los cementos probados, de los ensayos llevados a cabo se concluye que este aditivo es completamente compatible con los cementos evaluados, lo cual permite recomendarlo como una nueva herramienta para los constructores de pisos industriales que utilicen estos cementos.

Se diseñó exitosamente una mezcla de concreto de contracción compensada para un piso industrial con un MR de 4.2 MPa, comprobado mediante los ensayos de laboratorio realizados, que cumple con todos los estándares de diseño del ACI 360 (2010) y ACI 223 (2010).

Finalmente, al realizar la prueba piloto se observó que la mezcla de concreto a nivel industrial debe monitorearse en cuanto a trabajabilidad y tiempos de fraguado para garantizar continuidad durante el vaciado de concreto.

Recomendaciones

Se debe consultar la Guía ACI 223 (2010) para las consideraciones de curado sumergido durante al menos 7 días y para todas las consideraciones constructivas a tenerse en cuenta para la aplicación de este tipo de tecnología de losas y concretos con contracción compensada. Se propone un estudio en cuanto a durabilidad del concreto evaluando los componentes activos del ACC y los efectos que puedan llegar a causar a largo plazo en el concreto.

Referencias

- ACI 223 (2010). *Guide for the use of shrinkage-compensating concrete*. ACI Committee 223R-10, Farmington Hills, MI, USA.
- ACI 301 (2010). *Specifications for Structural Concrete*. ACI Committee 301-10, Farmington Hills, MI, USA.
- ACI 302 (2004). *Guide for concrete floor and slab construction*. ACI Committee 302.1R-04, Farmington Hills, MI, USA.

ACI 360 (2010). Guide to Design of Slabs-on-Ground. ACI Committee 360R-10, Farmington Hills, MI, USA.

ASTM C150 (2012). Standard Specification for Portland Cement. West Conshohocken, PA, USA.

ASTM C157 (2008). Standard test method for length change of hardened hydraulic-cement mortar and concrete. West Conshohocken, PA, USA.

ASTM C878 (2009). Standard test method for restrained expansion of shrinkage-compensating concrete. West Conshohocken, PA, USA.

Colleparidi, M., Troli, R., Bressan, M., Liberatore, F. and Sforza, G. (2008). Crack-free concrete for outside industrial floors in the absence of wet curing and contraction joints. *Cement and Concrete Composites* **30**, Issue 10, 887–891.

Luco, L. F., Pombo, R. and Torrent, R. (2003). Shrinkage-compensating concrete in Argentina. *Concrete International* **25**(5), 91–101.

Mendoza, C. J., Untiveros, A., Máximo, C. y Dávila, P. (2011). Influencia de las fibras de polipropileno en las propiedades del concreto en estados plástico y endurecido. *Concreto y cemento: Investigación y Desarrollo* **2**(2), 35–47.

Monteiro, P.J.M. and Mehta, P.K. (1986). The transition zone between aggregate and type K expansive cement. *Cement and Concrete Research* **16**(1), 111–114.

Nagataki, S., and Gomi, H. (1998). Expansive admixtures (mainly ettringite). *Cement and Concrete Composites* **20**(2-3), 163–170.

NTC 2871 (2004). Método de ensayo para determinar la resistencia del concreto a la flexión - utilizando una viga simple con carga en los tercios medios. Norma Técnica Colombiana.

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



Revisión metodológica del diseño de espaldones en diques de escolleras

Methodological review for the design of crown walls in rubble mound breakwaters

Fecha de entrega: 30 de mayo 2012
Fecha de aceptación: 24 de abril 2013

Dalila Ruiz, Edgar Mendoza y Rodolfo Silva

Coordinación de Hidráulica, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Cd. Universitaria, 04510 D.F., México, DruizC@iingen.unam.mx, EmendozaB@iingen.unam.mx, RsilvaC@iingen.unam.mx

La utilidad de un dique con espaldón va más allá de una estructura que ofrece protección costera, sus alcances pueden abarcar también aspectos económicos, ecológicos y sociales. Los estudios científicos existentes respecto de su diseño y funcionamiento son escasos y con ciertas limitantes de precisión. Por ello se debe tener una idea muy clara de las condiciones de aplicación en la selección de la metodología que mejor se adapte para lograr un diseño seguro y funcional. En este artículo se presenta una revisión del estado del arte sobre el diseño de estructuras de piezas sueltas coronadas con un espaldón impermeable y una comparación entre los diferentes métodos disponibles, para brindar a los proyectistas un panorama general de las ventajas y desventajas que ofrece cada uno. Se utilizan, como ejemplo, las condiciones de oleaje frente a una terminal de gas licuado en las costas de Baja California, México, donde es necesario generar una condición de calma para garantizar la seguridad del buque durante las maniobras de atraque y descarga del producto; ello requiere poca transmisión y rebase nulo, condiciones que un dique con espaldón es capaz de ofrecer de manera adecuada.

Palabras clave: espaldón, protección de costas, sub-presión

The purpose of a crown wall on a rubble mound breakwater goes further than coastal protection; it also offers economic, ecological and social advantages. Few scientific studies are available on design and performance of crown walls and they often have limited accuracy. So a clear understanding of the applicability conditions for the methodology selection that better suits a safe and functional design is needed. This article presents a review of the state of the art of studies on crown wall structures and a comparison between different methods available to provide the designers with an overview of the advantages and disadvantages offered by each one. As an example, the wave conditions in front of a liquefied gas terminal, off the coast of Baja California, México, are used, where calm conditions are needed to ensure the security of the vessel during docking and unloading; this means low transmission and null overtopping, which makes crown wall breakwater a good option.

Keywords: crown wall, shore protection, uplift pressure

Introducción

La demanda mundial de bienes y productos ha tenido un crecimiento significativo en las últimas décadas. Las compañías navieras, en conjunto con las autoridades portuarias de cada región, han determinado el aumento de las dimensiones de las embarcaciones como resultado del

incremento en las necesidades de transporte de mercancías. Estos buques de gran calado, a su vez, han obligado a los proyectistas a ampliar y mejorar las instalaciones portuarias y con ellas las estructuras de abrigo. De manera general se tiene que la cota de desplante de las obras de abrigo es cada vez más profunda y por ello las estructuras

quedan expuestas a mayores solicitaciones al encontrarse con oleaje más energético.

En este escenario, el reto para la ingeniería marítimo-portuaria radica en seleccionar la tipología que mejor cumpla con las necesidades de cada sitio y proyecto, optimizando costos y proponiendo estrategias para que el proceso constructivo sea asequible en estas nuevas profundidades.

En este sentido, el presente trabajo revisa y propone el uso de una tipología de estructura de piezas sueltas con superestructura rígida e impermeable, capaz de brindar un estado de servicio óptimo y seguro a las embarcaciones dentro del complejo portuario; este tipo de diques se conoce como dique con espaldón.

La piezas que conforman la parte baja de esta tipología trabajan por peso y trabazón, y la corona suele ser una pieza de concreto monolítica que impide el rebase en condiciones de tormenta (Figura 1).



Figura 1: Dique con espaldón en Oriel, Irlanda

El funcionamiento hidráulico de un dique con espaldón, y por tanto su geometría, debe cumplir con la condición de rotura sobre el talud y evitar el impacto directo de las olas contra la pared vertical, es decir, la superestructura únicamente debe resistir los esfuerzos producidos por la lámina de agua en ascenso. En caso contrario, el dique debería considerarse como un dique mixto y su diseño se hará con las herramientas específicas de tipología mixta (e.g. Nagai, 1973; Takahashi *et al.*, 2002) y no como espaldón.

Las ventajas que incentivan el uso de los espaldones son

varias: como se mencionó antes, evitan el rebase del oleaje brindando un ambiente de calma a la navegación y atraque de buques. También mitigan los costos de acarreo de material para la construcción del dique, al sustituir parte del volumen de roca por una superestructura de concreto. Si se toma en cuenta que el costo de la roca es cada vez más elevado debido, entre otras, a la actual escasez de cantera o a su limitada explotación debido a regulaciones ecológicas, este factor adquiere relevancia.

Otra ventaja de este tipo de estructuras es el fácil acceso que se tiene al dique sobre el propio espaldón, que puede funcionar como vía de entrada ya sea para ofrecer servicios portuarios (e.g. cualquier tipo de reparación) o para fines recreativos como paseo marítimo o ciclo-vía. Así mismo, ofrecen la posibilidad de dotar de un muelle de atraque en la cara de sotamar del espaldón, lo cual puede ser de gran utilidad. A la vez, sobre el espaldón se pueden tender estructuras de carga/descarga de buques como cintas transportadoras y tuberías.

Algunos ejemplos de puertos mundiales donde se ha implementado el uso de diques con espaldón son: Puerto de Limbe en Camerún (www.dmc.nl/activities/coastal-engineering/limbe-breakwater/item90), Puerto Oriel en Irlanda (www.xbloc.com/projects/breakwater-port-oriel-ireland), Puerto Civitavecchia en Italia (www.port-of-rome.org/), Puerto de Zeebrugge en Bélgica (www.portofzeebrugge.be/) y Puerto de Gijón en España (www.puertogijon.es/).

A la luz de lo anterior, el objetivo del presente trabajo es hacer una revisión de las metodologías de cálculo existentes para el diseño de diques con espaldón (*i.e.* estimación de las fuerzas que solicitan a la estructura de concreto) y llevar a cabo una comparación entre los resultados que ofrece cada una. Si bien, en la literatura existe un número reducido de métodos de cálculo, también se hace una recopilación de los estudios más recientes respecto de esta tipología.

Método de Iribarren y Nogales

Iribarren y Nogales (1964) propusieron un método prácticamente gráfico para determinar las presiones horizontales a las que está sometido un espaldón. La Figura 2 muestra un esquema de la relación de distancias que tomaron en cuenta estos autores para la estimación de dichas presiones.

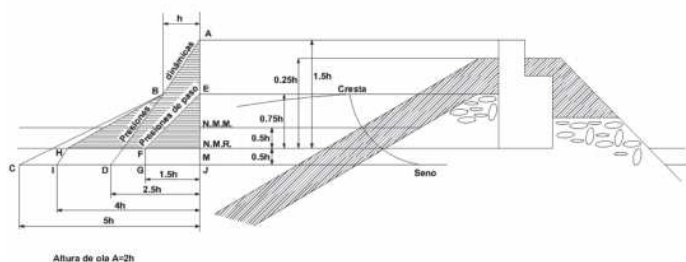


Figura 2: Esquema de presiones de una ola rota en un dique con espaldón, Iribarren y Nogales (1964)

Para entender la Figura 2 es necesario definir la nomenclatura de Iribarren y Nogales (1964), que es ligeramente distinta a la que utiliza el resto de autores, los autores denominan A a la altura de ola, h a la amplitud de ola y H al calado. Estos autores especifican que el cálculo del espaldón es aproximado y definen $H = h$, por lo que la máxima velocidad horizontal del agua en la corona del enrocamiento queda definida como:

$$V_h = C = \sqrt{gh} \quad (1)$$

La altura representativa de la presión a la altura de la corona del enrocamiento es:

$$EB = 2 \frac{V_h^2}{2g} = h \quad (2)$$

si, por otro lado, la velocidad vertical de las partículas se define como:

$$V_v = \sqrt{2g2h} \quad (3)$$

la velocidad resultante en la parte baja del espaldón es:

$$V = \sqrt{V_h^2 + V_v^2} = \sqrt{gh + 4gh} = \sqrt{5gh} \quad (4)$$

La altura del triángulo de presiones cuando ocurre el valle de la ola es:

$$JC = 2 \frac{V^2}{2g} = 5h \quad (5)$$

De acuerdo con Iribarren y Nogales (1964) la escollera reduce la presión a la mitad, por lo que la presión queda

definida por la recta ABD de la Figura 2 y, por reflexión instantánea en el espaldón vertical, la distancia AM es igual a $1.5A$, así, la ley total de presiones queda como la línea $ABHI$. Para Iribarren y Nogales (1964), el espaldón suele cimentarse al nivel medio del mar, por lo que las presiones ejercidas sobre la estructura quedan definidas por la línea ABH . Además de las presiones, se debe considerar el empuje de la escollera en ambas caras del espaldón, cuya estabilidad debe comprobarse ante los empujes totales al vuelco y deslizamiento.

Los espaldones fueron conocidos y construidos durante décadas, sin embargo, Iribarren y Nogales (1964) fueron de los primeros investigadores que observaron a detalle el desempeño de este tipo de estructuras y desarrollaron una metodología para su diseño. Sin embargo, a pesar del conocimiento que ellos generaron que, dicho sea de paso, es la base de muchos otros estudios, el método descrito posee limitaciones que hoy en día lo ponen fuera de competencia dado el elevado nivel de error que puede inducir su uso.

La principal desventaja es que considera que las presiones dinámicas (debidas al impacto de las olas) y las pseudo-hidrostáticas (debidas al ascenso) ocurren de manera simultánea, lo que lleva a que el cálculo sub-estime la fuerza horizontal cuando gobiernan las primeras y sobre-estime cuando lo hacen las segundas. Iribarren y Nogales (1964) también proponen que el empuje generado por el valle de la ola equivale 5 veces a la amplitud de ola, lo cual no necesariamente ocurre ya que la roca del talud modifica la distribución de las presiones horizontales. Por último, la subpresión (empuje vertical en la base del espaldón) no es considerada dentro de los cálculos de este método.

Con todo lo anterior, la ventaja del modelo es su fácil aplicación, por lo que se recomienda solo para estimar, de manera preliminar, los empujes a los cuales es sometida una estructura.

Modelo de Günbak y Gökce

Este modelo (Günbak y Gökce, 1984) considera que la lámina de agua en ascenso forma un triángulo con ángulo de 15° respecto del talud de roca (Figura 3), de donde se obtiene una elevación y , que representa la altura máxima del agua si el talud fuera infinitamente largo.

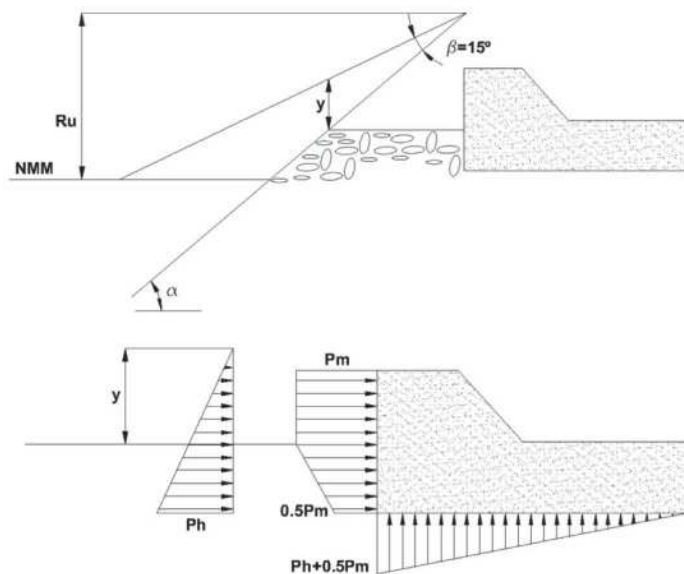


Figura 3: Esquema de Günbak y Gökce

La Figura 3 muestra la distribución de presiones horizontales propuesta por Günbak y Gökce (1984); los autores consideran P_m como presión de choque y P_h como presión cuasi-hidrostática, las cuales se pueden estimar como:

$$P_m = \frac{\rho g (\sqrt{gy})^2}{2g} = 1.03 \frac{y}{2} \quad (6)$$

$$P_h = \rho g (y + c - z) \quad (7)$$

$$y = \frac{(Ru - c) \operatorname{sen} \beta}{\operatorname{sen} \alpha \cos(\alpha - \beta)} \quad (8)$$

Donde c es la cota de la berma que protege al espaldón respecto del nivel medio del mar, β es el ángulo formado por la lámina de agua en ascenso, α es el ángulo del talud del dique y z es la cota respecto del nivel medio del mar del punto donde se desea realizar el cálculo.

Ru es el ascenso máximo de la lámina de agua que se calcula con las siguientes expresiones:

$$Ru = 0.4 \varepsilon H \text{ si } \varepsilon < 2.5 \quad (9)$$

$$Ru = H \text{ si } \varepsilon > 2.5 \quad (10)$$

donde

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{g}{2\pi H}} T \tan \alpha \quad (11)$$

Para la estimación de la subpresión se utiliza una ley triangular con valor $P_h + 0.5P_m$ en el extremo expuesto al oleaje y cero en el extremo protegido de la estructura (Günbak y Gökce, 1984).

Este método precisa que existan dos distribuciones diferentes de presiones horizontales, la de choque (dinámica) y la cuasi-hidrostática, las cuales considera de acción simultánea. Günbak y Gökce (1984) consideran una reducción del 50% en la presión dinámica actuante debido a la escollera, sin embargo, no presentan el fundamento para fijar tal porcentaje de reducción. Al ser un método con mayor sustento en la investigación, toma en cuenta las presiones en sentido vertical, que actúan en la base del espaldón como la suma de la presión horizontal tanto dinámica como cuasi-hidrostática, lo cual a la luz del conocimiento actual, en el que se sabe que dichas fuerzas no son simultáneas, tiende a sobre-estimar las fuerzas aplicadas.

La ventaja del método es que facilita la determinación de los valores de las variables para el cálculo de las presiones, sin embargo, aún queda cierta incertidumbre respecto de la estimación de las presiones verticales ya que la hipótesis de ley triangular no es necesariamente certera.

Modelo de Pedersen y Burcharth

El modelo de Pedersen y Burcharth (1992) se deriva de una serie de ensayos enfocados en obtener las fuerzas que actúan sobre un espaldón con dique de escollera. Estos autores estudiaron el efecto de distintos parámetros de forma experimental como la longitud de onda, altura de ola significativa, altura de la berma de escollera, ancho de la berma de escollera y altura del espaldón.

De los ensayos realizados, Pedersen y Burcharth (1992) observaron que el ancho de la berma tiene poca influencia en las fuerzas finales actuantes, que la variación de las fuerzas se relaciona linealmente con la altura de ola significativa y que la longitud de onda es un factor fundamental para la estimación de las fuerzas resultantes.

Los ensayos fueron realizados con oleaje irregular, por lo que los resultados obtenidos y el modelo de cálculo de las fuerzas están asociados a un estudio estadístico de probabilidad de ocurrencia de las fuerzas aplicadas.



Los autores recomiendan, para diseño, la fuerza con probabilidad de ocurrencia de 0.1 % (Figura 4).

$$\frac{F_{0.1\%}}{\rho g h_f L_p} = a + b \left(\frac{H_s}{A_c} \right) \quad (12)$$

Donde ρg es el peso específico del agua, h_f la altura total del espaldón, L_p la longitud de onda máxima del espectro, H_s la altura de ola significativa y A_c la altura de la berma medida desde el nivel medio del mar. Los parámetros a y b obedecen a los resultados experimentales que se muestran en la Figura 4.

El método propuesto no calcula las subpresiones, además, define una fuerza con probabilidad de 0.1 % que no necesariamente responde a las necesidades de servicio últimos y límites de una estructura.

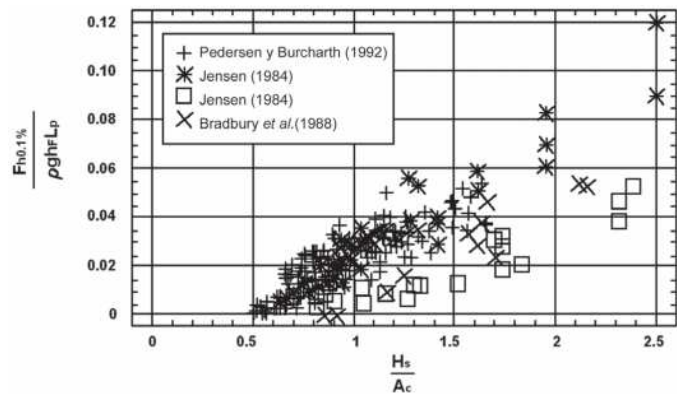


Figura 4: Datos experimentales de Pedersen y Burcharth (1992), Jensen (1984) y Bradbury *et al.* (1988)

Como este modelo toma sus bases del trabajo de Jensen (1984), los valores de a y b propuestos por dicho autor son válidos. La Tabla 1 muestra los valores de Jensen (1984) y los añadidos más tarde por Bradbury *et al.* (1988).

Tabla 1: Valores de los coeficientes a y b para la ecuación (12)

Autor	Sec.	Rango de parámetros para las pruebas			Valores de a y b probabilidad de excedencia 0.1%	
		A_c , m	$S_{op} = H_s/L_{op}$	H_s/A_c	a	b
Jensen	A	5.6 – 10.6	0.016 – 0.036	0.76 – 2.5	-0.026	0.051
Jensen	B	1.5 – 3.0	0.005 – 0.011	0.82 – 2.4	-0.016	0.025
Bradbury	C	0.10	0.023 – 0.07	0.9 – 2.1	-0.038	0.043
Bradbury	D	0.14	0.04 – 0.05	1.43	-0.0247	0.028
Bradbury	E	0.18	0.04 – 0.05	1.11	-0.0095	0.0107

Modelo de Martin

Este modelo (Martin *et al.*, 1999) es aplicable en espaldones sobre dique de escollera donde las olas rompen sobre el talud o en casos donde la ola rompe antes de llegar al dique. El autor destaca la importancia de verificar que la ola no impacte directamente contra el espaldón para asegurar que las acciones sobre la estructura sean producidas por el fenómeno de asenso y descenso del agua sobre el talud.

Martin *et al.* (1999) plantean el cálculo por separado de las presiones dinámicas y pseudo-hidrostáticas al sostener que son originadas por distintos fenómenos y que no son simultáneas. La decisión sobre cuál se empleará en el diseño se toma con base en una comparación directa seleccionando la que genere menor estabilidad, lo cual depende de los coeficientes de seguridad que sean admitidos en cada localidad. Esta misma presión se emplea para estimar la subpresión.

El primer paso para el cálculo de presiones es conocer el valor del ascenso máximo bajo el supuesto de talud infinito; en función de éste es fácil determinar el ancho de la lámina de agua en la corona del talud de escollera como:

$$S = H \left(1 - \frac{A_c}{R_u} \right) \quad (13)$$

donde A_c es la cota de coronación de la escollera. La distribución de presiones dinámicas es constante entre A_c y $A_c + S$ con un valor igual a $\alpha \rho g S$, donde α es función del ascenso máximo y del ángulo del talud del dique respecto del fondo, por lo que contiene la información de la celeridad de aproximación de la lámina de agua de ancho S (Martin *et al.*, 1999). α se define por la siguiente expresión:

$$\alpha = 2 \frac{R_u}{H \cos^2 \beta \cos \theta} \quad (14)$$

$$\alpha = 2.9 \left[\frac{R_u}{H} \cos \beta \right]^2$$

Donde el *run-up* se puede determinar, por ejemplo, a partir del método de Losada y Giménez-Curto (1981):

$$\frac{R_u}{H} = Au \left(1 - e^{-BuIr} \right) \quad (15)$$

Para diques homogéneos:

$$Au = -4.706n + 3.293 \quad (16)$$

$$Bu = -1.569n + 0.038 \quad (17)$$

La distribución de presiones en la zona protegida por la escollera debe ser menor debido a que el impacto es soportado por los elementos del talud. El porcentaje de presión en esta zona es función de múltiples parámetros como la porosidad, velocidad del flujo, ancho de la escollera, entre otros; por lo que resulta complicado determinarlo teóricamente. Por ello se admite un coeficiente de reducción λ basado en lo propuesto por Günbak y Gökce (1984). Al desconocer la distribución de las presiones en la parte del espaldón cubierto por la escollera, se propone constante con valor igual a $\lambda\alpha\rho gS$ que actúa desde la cimentación del espaldón hasta A_c .

$$\lambda = 0.8e^{-10.9 \frac{B}{L}}; Pd = \alpha\rho gS; A_c \geq S$$

$$\lambda Pd = \lambda\alpha\rho gS; \text{Cota de desplante} \geq A_c$$

Para determinar la distribución de presiones horizontales, el autor recurre a ensayos experimentales que muestran una similitud entre la ley de presión pseudo-hidrostática y la hidrostática únicamente variando por un factor μ (Martin *et al.*, 1999), quedando la distribución como:

$$P_h(Z) = \mu\rho g(S + A_c - Z) \quad (18)$$

Al calcular la subpresión, Martin *et al.* (1999) proponen una ley lineal entre los extremos (expuesto y protegido) del espaldón, donde el lado expuesto tendrá el valor máximo entre la presión pseudo-hidrostática y la presión dinámica reducida y en el extremo protegido el valor es nulo.

La Figura 5 muestra el diagrama de presiones según el autor y la región en la que actúa cada una de ellas. El método de Martin *et al.* (1999) se fundamenta en diversos trabajos que, al integrarse, forman una metodología más completa para el cálculo de presiones sobre un espaldón. Sin embargo, el cálculo de las presiones en sentido vertical aún es muy simplista y podría ser poco preciso aceptar una distribución lineal partiendo de un máximo en el extremo expuesto que disminuye hasta cero en el extremo protegido, aunado a que el valor de la máxima subpresión

es el valor máximo de la comparación entre dos presiones horizontales. Adicionalmente, la hipótesis de que el valor máximo de la subpresión y el de la mayor fuerza horizontal ocurren de manera simultánea puede estar lejos de la realidad.

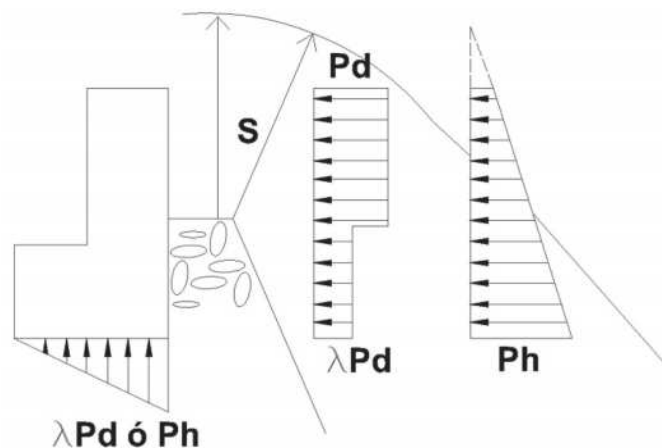


Figura 5: Diagrama de presiones (Martin *et al.*, 1999)

Modelo de Pedersen

Pedersen (1996) desarrolló un modelo semi-empírico basado en los estudios de Günbak y Gökce (1984) combinado con un análisis paramétrico de los resultados de las pruebas del modelo físico. Este autor encontró que las fuerzas máximas son generadas únicamente por los impactos de olas. La formulación que dedujo tras los experimentos es la estimación, para un estado de mar determinado, de la fuerza horizontal, los momentos y la presión vertical con una probabilidad del 0.1% de excedencia:

$$Fh_{0.1\%} = 0.21\sqrt{\frac{L_{0m}}{B}} \left(1.6 p_m y_{eff} + V \frac{p_m}{2} h_{prot} \right) \quad (19)$$

$$M_{0.1\%} = 0.55 (h_{prot} + y_{eff}) Fh_{0.1\%} \quad (20)$$

$$Pb_{0.1\%} = 1 V p_m \quad (21)$$

El ascenso máximo se determina mediante la siguiente ecuación:

$$Ru_{0.1\%} = 0.9 Ru_{2\%} \quad (22)$$

La validez de los estudios de Pedersen se limita a los rangos mostrados en la Tabla 2 (Pedersen, 1996).



Tabla 2: Rangos de aplicación del método de Pedersen (1996)

ξ_m	1.1-4.2
H_s/A_c	0.5-1.5
R_c/A_c	1.0-2.6
A_c/B	0.3-1.1
Cota	1.5-3.5

Acciones del oleaje sobre espaldones y sus efectos de escala en el laboratorio

Martin *et al.* (2000) se enfocaron en el estudio de las fuerzas horizontales, subpresión y efectos de escala sobre diques de escolleras con espaldón para desarrollar modelos y herramientas para el diseño de la superestructura estableciendo las condiciones de carga sobre el espaldón. Los resultados experimentales entregaron como resultado tres series de datos medidos sobre una misma geometría correspondiente al Dique Príncipe de Asturias en el puerto de Gijón. La primera serie corresponde a datos medidos sobre el dique real, la segunda corresponde a datos medidos en el laboratorio a escala 1:90 y la tercera a datos medidos en el laboratorio a escala 1:18.4.

Martin *et al.* (2000) encontraron que el método de Martin *et al.* (1999) para el cálculo de fuerzas horizontales en diques permeables tiene un ajuste semejante a los datos obtenidos del laboratorio, sin embargo, para el caso de diques impermeables debe hacerse una corrección del parámetro μ .

Para la determinación de la subpresión, Martin *et al.* (2000) destacan que influyen distintos factores en la evolución de las presiones a lo largo de la estructura, a su vez, verificaron que en la parte posterior del espaldón es inadecuado asumir una presión nula. Su aportación más importante es un método para el diseño de ensayos en el laboratorio donde involucra los factores antes mencionados para evitar o disminuir los efectos de escala en los experimentos.

Fuerzas sobre espaldones: evaluación de formulaciones empíricas

El trabajo presentado por Camus y Guillén (2004) compara los resultados de los modelos hidráulicos de cuatro rompeolas en España, contra algunas formulaciones empíricas para el diseño de diques de escolleras con

espaldón. La verificación de cada modelo individualmente no ha sido registrada, es por ello que los autores realizaron una guía útil para los diseñadores donde se muestran las fortalezas y debilidades de cada método considerando las características geométricas del dique y del oleaje.

En el Centro de Estudios de Puertos y Costas en Madrid, Camus y Guillén (2004) realizaron pruebas sobre 4 modelos de diques, los modelos fueron establecidos mediante la ley de Froude y el número de estabilidad. Las condiciones de oleaje fueron obtenidas por medio de un análisis de pasos descendentes por cero de la serie temporal de superficie libre que fue registrada por sensores de nivel. Las fuerzas actuantes sobre la estructura fueron determinadas a través de integración trapezoidal de los datos obtenidos de los sensores de presión.

La conclusión de mayor relevancia para estos autores es la consolidación de la formulación de Pedersen (1996) como la de mayor confianza para la estimación de la máxima fuerza horizontal, las fuerzas debidas a la subpresión y los momentos actuantes bajo un determinado estado de mar.

Modelación numérica sobre espaldones de pared curva

El modelo numérico que presentan en la Universidad de Dalian en China (Li *et al.*, 2011), pretende simular el campo de velocidades y presiones que actúan frente a un espaldón de pared curva, así como el perfil de la superficie libre del agua. El trabajo consistió en utilizar un método de volumen de fluido (VOF por sus siglas en inglés) basado en un sistema de coordenadas de ajuste (BFC) que describe con gran precisión los límites de estructuras costeras complejas, como es el caso de un espaldón de pared curva (Figura 6).

La validación del modelo se llevó a cabo comparando los resultados numéricos contra los obtenidos por medio de trabajo experimental. El modelo BFC simula con mayor precisión la interacción entre el oleaje y la pared curva del espaldón, es decir, se obtiene una mejoría en la estimación del campo de flujo, el campo de presiones y los perfiles temporales de la superficie libre del agua.

El trabajo presentado por Li *et al.* (2011) no cuenta con una metodología de diseño ni una ecuación para la determinación de la distribución de presiones, sin embargo, los resultados arrojados por el modelo numérico son una

herramienta práctica para la propuesta de diseño de un espaldón de pared curva al disminuir el tiempo requerido en pruebas de laboratorio.



Figura 6: Modelo experimental de un espaldón de pared curva (Li *et al.*, 2011)

Diques berma con espaldón

Tørum *et al.* (2012) presentaron un estudio experimental de las fuerzas actuantes sobre un espaldón con dique berma. Esta clasificación de diques es conocida por permitir el reacomodo de sus piezas con la dinámica marina, además de ser poco común su uso combinado con espaldones.

Los experimentos fueron realizados dentro de un canal de oleaje con un modelo de escolleras que permitiera reducir los factores de escala y un modelo del espaldón fabricado de aluminio (Tørum *et al.*, 2012). Cinco sensores de presión fueron colocados en la pared vertical de aluminio y 3 sensores en la base del espaldón. La Figura 7 muestra un ejemplo de las presiones medidas en la pared vertical de la estructura y la Figura 8 muestra, para la misma condición de oleaje, la gráfica de presiones correspondientes a la subpresión.

Los resultados obtenidos muestran que las fuerzas a las cuales está sujeto un espaldón sobre un dique tipo berma son menores en comparación con las obtenidas en los diques de piezas sueltas (Tørum *et al.*, 2012), que a su vez son los más estudiados. Se muestra una distribución de presiones no lineal, sin embargo, el estudio no deriva en una formulación que pueda ser aplicada para el diseño de espaldones.

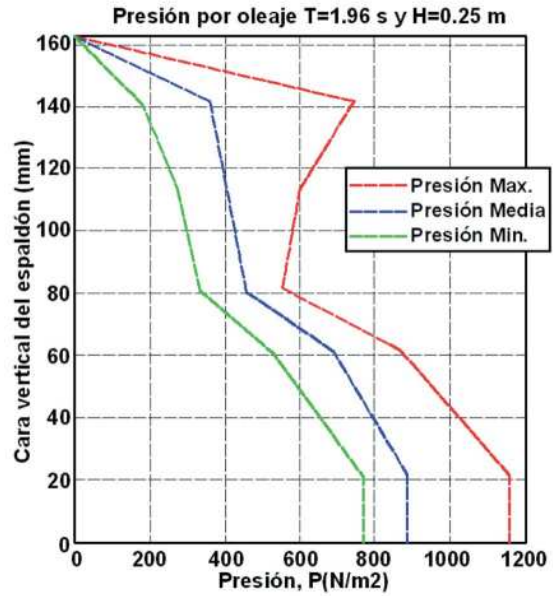


Figura 7: Distribución de presiones horizontales (tomado de Tørum *et al.*, 2012)

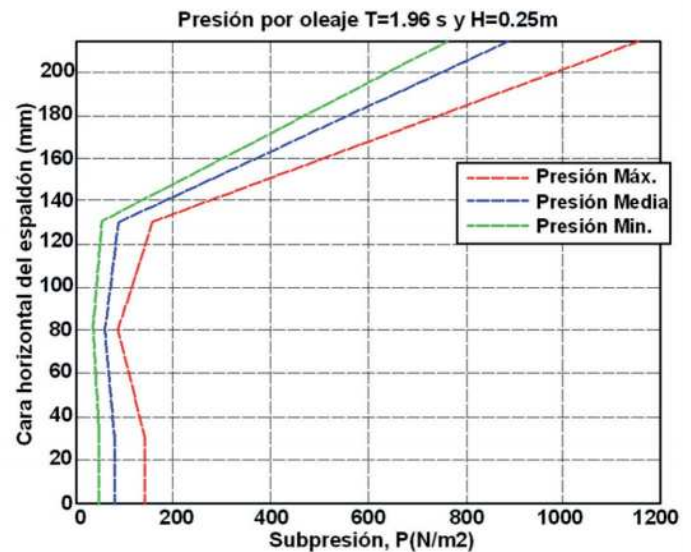


Figura 8: Distribución de presiones verticales (tomado de Tørum *et al.*, 2012)

Aplicación a un caso real

Esta sección presenta una comparación entre los cuatro métodos disponibles para determinar las presiones a las cuales está sujeta la estructura y el coeficiente de seguridad por deslizamiento según la magnitud de los esfuerzos, con la finalidad de demostrar que los resultados son notablemente distintos, por lo que la selección del método



de cálculo queda sujeto al criterio del proyectista y a los parámetros locales.

La ecuación para la estimación del coeficiente de seguridad se muestra a continuación, para la cual se han tomado valores de uso común en México y que pueden variar según la normatividad de cada país:

$$CD = \frac{(\sum Fy)0.7}{\sum Fh} > 1.2 \quad (23)$$

donde $\sum Fy$ es la sumatoria de fuerzas verticales y $\sum Fh$ la de fuerzas horizontales.

Se tomará como ejemplo de cálculo las condiciones hidrodinámicas extremas frente a Salsipuedes, Baja California en México donde se propone un dique con espaldón para la protección de un muelle de descarga de gas. La selección del sitio para la ubicación del dique se basó en las necesidades de navegación de la empresa regasificadora (Figura 9). Un dique con espaldón, en este caso, tendría las ventajas de ofrecer condiciones óptimas para la navegación en la zona protegida, además de brindar un espacio de atraque para los buques utilizando como vía de acceso el espaldón; funcionando como muelle provisional durante los tiempos de espera o para mantenimiento de embarcaciones.

Se determinó una altura de ola significativa de 6.3 m con un periodo de cálculo de 15.4 s que corresponden a condiciones hidrodinámicas para un periodo de retorno de 25 años en la zona de estudio.

El espaldón es una pieza de concreto con pared vertical que se cimienta en la cota -2.0 m, con una cota de coronación de 11.0 m, cuyo peso específico es de 2300 kg/m³. El manto conformado por roca que lo protege tiene una cota de cimentación de -21.0 m y una cota de coronación de 6.0 m, tomando como 0.0 el nivel medio del mar. El talud de la cara expuesta tiene una pendiente 2.5:1 y un ancho de berma de 6.4 m, que corresponde a dos piezas de roca de 45 toneladas cada una. La Figura 10 muestra un esquema de la sección transversal del dique. Dado que el rango medio de marea local es cercano a 1.5 m no se considerará en los cálculos y por tanto el NMR se fijará al nivel medio del mar.

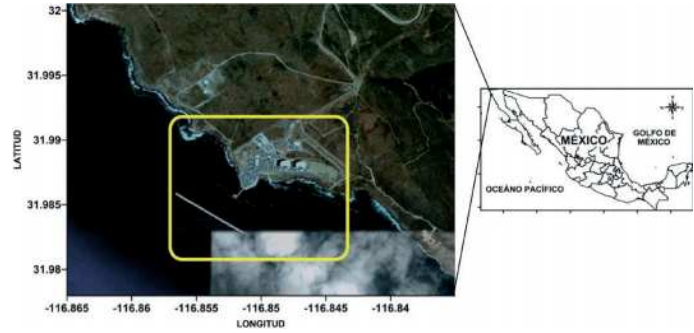


Figura 9: Mapa de ubicación

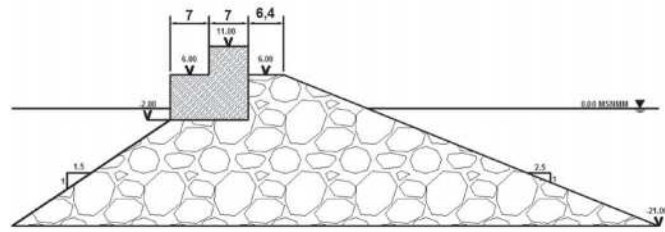


Figura 10: Sección tipo del dique

Método de Iribarren

En el modelo de Iribarren es necesaria la estimación de la línea ABHI (Figura 1) por lo que se debe estimar para el cálculo del ascenso máximo del agua el valor de la altura de ola máxima $H_{max} = 1.6H_s$. Así, la altura amplitud de ola para el método es $h = 1.6 \cdot 6.3 / 2 = 5.04$ m. El ascenso máximo del agua (cota del punto A desde el NMR) es $s = 1.5A = 3h = 3 \cdot 5.04 = 15.12$ m, dado que el NMR y la base del espaldón coinciden, la ley de presiones queda descrita por la línea ABH. Para determinar el empuje correspondiente se calculará el área del triángulo ABE y la del trapecio EBHM, así $ABE = 1.5h^2 \rho g / 2 = 1.5 \cdot 5.04^2 \cdot 1025 / 2 = 19527.48$ kg/m, considerando que las líneas IH y DB son paralelas la línea MH tiene por longitud $3.75h$, así, el trapecio EBMH queda, $EBHM = (\rho gh + \rho g 3.75h) 1.5h / 2 = (1025 \cdot 5.04 + 1025 \cdot 3.75 \cdot 5.04) 1.5 \cdot 5.04 / 2 = 92755.53$ kg/m. La sumatoria de fuerzas horizontales es: 112 283.01 kg/m. El método no considera subpresiones, por lo tanto no es posible definir un coeficiente de seguridad por deslizamiento. Además es de notar que el espaldón, según este método, estaría sujeto a rebase.

Modelo de Günbak y Gökce

La distribución de presiones en este método se determina

por medio de los parámetros P_m y P_h . El valor y se obtiene con la ecuación (8), siendo necesario el cálculo del *run-up* sobre el talud, a partir del valor de la altura de ola máxima, siguiendo la ecuación (9) y (11):

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{g}{2\pi H}} T \tan \alpha = \sqrt{\frac{9.81}{2\pi \cdot 10.08}} 15.4 \cdot \frac{1}{2.5} = 2.42$$

Como $\varepsilon < 2.5$, $Ru = 0.4\varepsilon H = 0.4 \cdot 2.42 \cdot 10.08 = 9.76$ m. Como se explicó antes, el cálculo en este trabajo no considera la marea dado que el rango es bajo.

$$y = \frac{Ru - c}{\sin \alpha} \frac{\sin \beta}{\cos(\alpha - \beta)} = \frac{(9.76 - 6)}{\sin(21.8)} \frac{\sin(15)}{\cos(21.8 - 15)} = 2.64 \text{ m}$$

La presión de choque P_m únicamente se calculará para determinar, por medio de triángulos semejantes, el valor de la presión actuante a la altura correspondiente al *run-up* ($P_{m_{Ru}}$) y con ello obtener el área del polígono de presiones.

$$P_m = \rho g \frac{y}{2} = 1025 \cdot \frac{2.64}{2} = 1353 \text{ kg/m}^2$$

La presión cuasi-hidrostática es:

$$Ph = \rho g (y + c - z) = 1025 (2.64 + 6 - (-2)) = 10906 \text{ kg/m}^2$$

la presión reducida por la acción de la escollera queda,

$$0.5P_m = 0.5 \cdot 1353 = 676.5 \text{ kg/m}^2$$

y la subpresión es:

$$P_u = Ph + 0.5P_m = 10906 + 676.5 = 11582.5 \text{ kg/m}^2$$

Con ello, las fuerzas actuantes se definen con cuatro áreas:

1) la del rectángulo de lado P_m y de altura y ,

$$A_1 = P_m \cdot y = 1353 \cdot 2.64 = 3571.92 \text{ kg/m}$$

2) la del trapecio con P_m y $0.5P_m$ como bases mayor y menor, respectivamente y altura $c - z$,

$$A_2 = \frac{1}{2} (P_m + 0.5P_m) (c - z) = 0.5 (1353 + 676.5)$$

$$(2.64 - (-2)) = 4708.44 \text{ kg/m}$$

3) la del triángulo cuasi-hidrostático,

$$A_3 = \frac{1}{2} Ph (y + c - z) = 0.5 \cdot 10906 (2.64 + 6 - (-2))$$

$$= 58019.92 \text{ kg/m}$$

4) la del triángulo que define la ley de subpresiones (d es el ancho del espaldón)

$$A_4 = \frac{1}{2} (Ph + 0.5P_m) \cdot d = 0.5 (10906 + 676.5) 14$$

$$= 81077.5 \text{ kg/m}$$

En resumen las fuerzas ejercidas sobre el espaldón son:

Horizontal: $3571.92 + 4708.44 + 58019.92 = 66300.28 \text{ kg/m}$

Vertical: 81077.5 kg/m

Para determinar el coeficiente de seguridad por deslizamiento se requiere conocer el peso del espaldón, a saber,

$$\text{Peso} = \rho_c g A - \rho g A_s = 2300 (14 \cdot 13 - 5 \cdot 7) - 1025 \cdot$$

$$(2 \cdot 14) = 309400 \text{ kg/m}$$

donde ρ_c es la densidad del concreto y A_s el área sumergida del espaldón. Con ello, el coeficiente de seguridad por deslizamiento queda definido por la ecuación (23):

$$CD = \frac{(\sum F_y) 0.7}{\sum F_h} = \frac{0.7 (309400 - 81077.5)}{66300.28} = 2.41$$

Modelo de Pedersen-Burcharth

En este método es correcta la utilización de la altura de ola significativa para realizar los cálculos y los coeficientes a y b , de acuerdo con la Tabla 1, dado que la sección de dique aquí estudiada corresponde con la sección A de dicha tabla, $a = -0.026$ y $b = 0.051$. La fuerza queda determinada por la ecuación (12):

$$F_{0.1\%} = \rho g h_f L_p \left(a + b \frac{H_s}{Ac} \right) =$$

$$= 1025 \cdot 13 \cdot 207.86 \left(-0.026 + 0.051 \frac{6.3}{6} \right) = 76306.19 \text{ kg/m}$$

Este método no calcula la subpresión, por lo tanto no se puede definir el coeficiente de seguridad por deslizamiento.



Modelo de Martin

Se determina el *run-up* a partir de la ecuación (15) para poder calcular el ascenso máximo de la lámina de agua y el valor de α . Se utiliza el valor de la altura de ola máxima H_{max} para realizar los cálculos. Considerando un dique de roca homogénea, $n = 0.4$:

$$Au = -4.706(0.4) + 3.293 = 1.41$$

$$Bu = -1.569(0.4) + 0.038 = -0.59$$

$$Ru = 1.41(1 - e^{-0.59 \cdot 1.81})10.08 = 9.33 \text{ m}$$

Se observa que el valor del *run-up* recién calculado y el hallado con el método de Günbak y Gökce (1984) son muy parecidos y ninguno alcanza el nivel suficiente para pronosticar rebase. Los parámetros del modelo de Martin *et al.* (1999) son:

$$S = 10.08 \left(1 - \frac{6}{9.33} \right) = 3.60 \text{ m}$$

que muestra un metro de diferencia, hacia arriba, respecto del método de Günbak y Gökce (1984) a pesar que el *run-up* de este último es un poco mayor y

$$\alpha = 2.9 \left[\frac{9.35}{10.08} \cos(15) \right]^2 = 2.33$$

La distribución de presiones se determina a partir de Pd , λPd y Ph :

$$Pd = 2.33 \cdot 1025 \cdot 3.6 = 8605 \text{ kg/m}^2$$

$$\lambda = 0.8e^{-10.9 \cdot \frac{6.4}{207.86}} = 0.57$$

$$\lambda Pd = 0.57 \cdot 8605 = 4921.35 \text{ kg/m}^2$$

$\mu = 0.62$ para 2 piezas de roca en la berma,

$$Ph(-2) = 0.62 \cdot 1025(3.6 + 6 - (-2)) = 7377.5 \text{ kg/m}^2$$

Ahora se tienen dos situaciones, el caso en que las fuerzas dinámicas solicitan al dique, donde las fuerzas se describen por las áreas de los rectángulos: 1) Pd de ancho y S de alto, 2) λPd de ancho y $Ac-z$ de alto y el triángulo de subpresión con base Pd y altura d (el ancho del espaldón), a saber,

$$A_1 = Pd S = 8605 \cdot 3.6 = 30978 \text{ kg/m}$$

$$A_2 = \lambda Pd (Ac - z) = 4921.35 (6 - (-2)) = 39370.8 \text{ kg/m}$$

$$A_3 = \frac{1}{2} \lambda Pd d = 0.5 \cdot 4921.35 \cdot 14 = 34449.45 \text{ kg/m}$$

En resumen, las fuerzas aplicadas son:

Horizontales: 70348.8 kg/m

Vertical= 34449.45 kg/m

Con ello, el coeficiente de seguridad por deslizamiento es,

$$CD = \frac{(\sum Fy)0.7}{\sum Fh} = \frac{0.7(309400 - 34449.45)}{70348.8} = 2.74$$

La segunda situación es cuando la fuerza pseudo-hidrostática solicita al dique, en cuyo caso las fuerzas son las áreas de los triángulos de presión horizontal y vertical.

$$A_1 = \frac{1}{2} Ph (S + A_c - z) = 0.5 \cdot 7377.5 (3.6 + 6 - (-2)) = 42789.5 \text{ kg/m}$$

$$A_2 = \frac{1}{2} Ph d = 0.5 \cdot 7377.5 \cdot 14 = 51642.5 \text{ kg/m}$$

Ahora el coeficiente de seguridad por deslizamiento es:

$$CD = \frac{(\sum Fy)0.7}{\sum Fh} = \frac{0.7(309400 - 51642.5)}{42789.5} = 4.22$$

Dado que el coeficiente de seguridad por deslizamiento en el caso de fuerzas dinámicas es menor, es el que se utiliza para diseño y para la comparación objeto de este trabajo.

Conclusiones

En Latinoamérica existe poca demanda referente a diques con espaldón debido al escaso conocimiento de los beneficios que brindan este tipo de estructuras. Es importante, sin embargo, considerar las ventajas y desventajas de cada tipología de estructura para determinar el diseño más apropiado aún cuando determinada alternativa sea poco común. En cuanto a los modelos comparados, los resultados obtenidos muestran valores dentro de un rango

razonable. La Tabla 3 resume los resultados más relevantes.

Tabla 3: Resumen de resultados

Modelo	F. Horizontal, kg/m	Subpresión, kg/m ²	C.D.
Iribarren	112 283.01	-	-
G&G	66 300.28	81 077.50	2.41
P&B	76 306.19	-	-
Martin	70 348.80	34 449.45	2.74

Se observa que, de cuatro modelos, únicamente dos consideran las presiones verticales, por lo tanto es posible calcular un coeficiente de seguridad por deslizamiento con mayor precisión como es el caso del modelo de Günbak-Gökce (1984) y Martin *et al.* (1999). Los cuales ofrecen valores de las fuerzas horizontales muy parecidos y pese a que el primero estima fuerzas verticales casi del doble de las que se obtienen con el segundo, el valor del coeficiente de seguridad por deslizamiento resulta muy parecido. Es de notar que los valores de ascenso máximo de ambos métodos son, también muy similares.

Desde un punto de vista ingenieril, el modelo Pedersen y Bucharth (1992) puede no ser práctico ya que define la fuerza con probabilidad 0.1%, lo que podría no ajustarse a las necesidades reales de un sitio específico y no considera una distribución de presiones a lo largo del espaldón para realizar un diseño óptimo que se adecúe a los forzamientos del mar. En todo caso, dicha restricción explica claramente la diferencia en el valor de las fuerzas que se obtiene con esta metodología.

El modelo de Iribarren (1964) es un método sencillo que, aun cuando en la teoría reconoce dos tipos de presiones, en el cálculo las integra y esto lo lleva a sobreestimar las fuerzas.

Finalmente, se destacan dos puntos importantes que deben ser considerados por los proyectistas para prevenir daños en un dique con espaldón. Primero, se debe poner atención en la estimación del valor de la presión vertical, sin embargo, la sensibilidad del coeficiente de seguridad por deslizamiento parece no ser muy alta. Aun así, el proceso de generación de las fuerzas en sentido vertical requiere mayor estudio ya que si el máximo valor de las fuerzas horizontales no ocurre de manera simultánea con el de las verticales, los métodos de cálculo han de sufrir un

cambio importante. En segundo lugar, es relevante señalar que la correcta aplicación de una u otra metodología es fundamental para el adecuado diseño de las estructuras aquí estudiadas. Por lo que la estimación, compresión y justificación de los valores, parámetros, coeficientes y consideraciones son fundamentales en el éxito o fracaso de un proyecto de ingeniería.

Agradecimiento

Los autores desean expresar un amplio agradecimiento al Dr. Francisco Luis Martín Gallego por recomendaciones que enriquecieron de manera invaluable los contenidos y presentación del artículo.

Referencias

- Bradbury, A.P.N, Allsop, N.H.W and Stevens, R.V. (1988) *Hydraulic performance of breakwater crown walls*. Hydraulic Research, Wallingford, Report SR146
- Camus, P.B. and Guillén, J.G. (2004). Wave forces on crown walls: Evaluation of existing empirical formulations. *Proceedings of 29th Conference on Coastal Engineering*, Lisboa, Portugal.
- Günbak, A. R. and Gökce, T. (1984). Wave screen stability of rubble-mound breakwaters. *International Symposium of Maritime Structures in the Mediterranean Sea*. Athens, Greece.
- Iribarren, R. y Nogales, C. (1964). *Obras marítimas*. Ed. Dossat, Madrid
- Jensen, O. (1984) *A monograph on rubble mound breakwaters*. Danish Hydraulic Institute. Denmark
- Li, X., Ren, B., Wang, G.Y. and Wang, Y. (2011). Numerical simulation of hydrodynamic characteristics on an arc crown wall using volume of fluid method based on BFC. *Journal of Hydrodynamics* 23(6), 767-776
- Losada, M.A. and Giménez-Curto, L.A. (1981). Flow characteristics on rough, permeable slopes under wave action. *Coastal Engineering* 4, 187-206
- Martin, F.L., Losada, M.A. and Medina, R. (1999). Wave loads on rubble mound breakwater crown walls. *Coastal Engineering* 37(2), 149-174
- Martin, F.L., Vidal, C., Losada, I. and Martínez, C.L. (2000). Scale effects on scale tests on crown walls. *Proceedings of 27th International Conference on Coastal Engineering (ICCE)*, Ed. Billy Edge (ASCE), Sydney, Australia, 1696-1710

Nagai, S. (1973). Wave forces on structures. *Advances in Hydroscience*, Vol. 9. Academic Press, New York, 253–324

Pedersen, J. (1996). *Experimental study of wave forces and overtopping on crown walls of rubble mound breakwaters*. Series paper 12, HC Engineering Laboratory, Department of Civil Engineering, Aalborg University, Denmark

Pedersen, J. and Burcharth, H.F. (1992). Wave forces on crown walls. *Proceedings of 23th Conference on Coastal Engineering*, Venecia, Italia, 1489-1502

Takahashi, S., Kotake, Y., Fujiwra, R. and Isobe, M. (2002). Performance evaluation of perforated-wall caissons by VOF numerical simulations. *Proceedings of the 28th Coastal Engineering Conference*, Cardiff, 1364–1376

Tørum, A., Moghim, M.N., Westeng, K., Hidayati, N. and Arntsen, Ø. (2012). On berm breakwaters: Recession, crown wall wave forces, reliability. *Coastal Engineering* **60**, 299-318



UNIVERSIDAD CATOLICA
DE LA SANTISIMA CONCEPCION

Magíster en INGENIERÍA GEOTÉCNICA

PROGRAMA DE POSTGRADO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA DE LA
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE LA SANTÍSIMA CONCEPCIÓN

El programa de Magíster en Ingeniería Geotécnica MIG tiene como objetivo formar especialistas capaces de evaluar la aplicabilidad de soluciones existentes a los problemas de Ingeniería Geotécnica y de no ser éstas aplicables, desarrollar soluciones nuevas. Con ello el MIG viene a satisfacer la demanda existente en el sector público y privado de profesionales altamente calificados.

La modalidad del programa es académica, cubriendo un conjunto de cursos obligatorios y optativos más una tesis de investigación. La realización de la tesis requiere de la dedicación exclusiva del alumno(a) con el fin de que el resultado del trabajo de tesis constituya un aporte significativo al desarrollo de la Ingeniería Geotécnica en cualquiera de sus áreas.

El programa de MIG está pensado para Ingenieros Civiles y Geólogos con buen rendimiento académico y buen nivel de comprensión de lectura técnica en idioma inglés.

Se invita cordialmente a los interesados a postular. Para ello completar el formulario de postulación, enviar curriculum vitae de no más de tres hojas, dos referencias, certificado de notas y certificado de título **antes del 1 de Marzo** (primer semestre) y **antes del 1 de Julio** (segundo semestre) a:

Programa de Magíster en Ingeniería Geotécnica - Departamento de Ingeniería Civil
Universidad Católica de la Santísima Concepción - Alonso de Ribera 2850 - Casilla
297 Concepción - Chile.

**Para mayores antecedentes visite nuestra página www.civil.ucsc.cl
Consultas al teléfono: 56 41 2345303 o al email: mariellagarcia@ucsc.cl**





Tanque de Almacenamiento PR Pharmaceuticals.
Canovanas, Puerto Rico



International Place Tower III
Memphis, Tennessee



Victory Wind Farm, Carroll & Crawford Counties, Iowa



- ELEMENTOS RÍGIDOS DE ALTA RESISTENCIA
- CONTROL DE ASENTAMIENTOS

- CAPACIDAD DE CARGA SUPERIOR
- AHORRO EN COSTOS DE CIMENTACIÓN

www.sistemasgeotecnicos.cl - geoemin@emin.cl - Tel. 299 8000 299 8001

Academic position in Engineering Geology



UNIVERSIDAD CATOLICA
DE LA SANTISIMA CONCEPCION

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

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

Trabajando a lo largo de todo Chile



- **Fundaciones Especiales**
- **Canalizaciones Subterráneas**

Fundaciones Especiales

- Andajes Postensados (Temporales y Permanentes)
- Muro Berlínés
- Muros-Pantalla
- Pantallas Plásticas
- Water In Take
- Soil Nailing
- Estabilización de Taludes
- Pilotes Hincados
- Pilotes Preexcavados
- Inyecciones de lechadas y compuestos químicos.
- Drenajes Sub-Horizontales
- Micropilotes
- Densificación de Terrenos
- Compactación Dinámica
- Ingeniería Geotécnica
- Pruebas de Carga

Canalizaciones Subterráneas

- Hincado Subterráneo desde Diam=150 mm. hasta Diam=1,200 mm.
- Cracking de Agua, Gas y alcantarillado (renovación de redes sin rotura de pavimentos)
- Atravesos Subterráneos de Tuberías Plásticas
- Refining
- Atravesos en roca

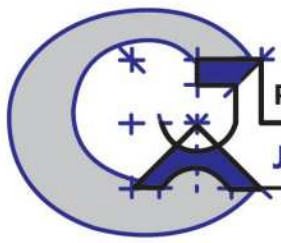
Guía para publicar en Obras y Proyectos

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 Verdana y espaciado doble. Se pide claridad tanto en lo escrito, o sea, buena redacción con una secuencia lógica de lo que se presenta, como en las figuras, gráficos, tablas y fotos.
3. Los artículos deberán tener en su primera página el título, el nombre y apellido del o los autores, además de la afiliación, dirección postal y electrónica de todos los autores. El título debe estar en castellano y en inglés.
4. El resumen o abstract no debe exceder las 250 palabras y debe apuntar a los aspectos claves del artículo y dar una síntesis de las aplicaciones y conclusiones más importantes que el artículo entrega. El abstract debe ser una traducción correcta del resumen al inglés. Se deben incluir palabras claves tanto en castellano como en inglés.
5. Las referencias deben estar completas y correctas. Las referencias citadas en el texto, figuras y tablas deben estar incluidas en las referencias al final del artículo y viceversa. En el texto, figuras y tablas, las referencias deben citarse como Martínez (2008) o (Goodell y Warren, 2006). Para más de dos autores deben indicarse como (Van Abeelen *et al.*, 2008). Al autor de un mismo año deben diferenciarse usando 2010a, 2010b, etc. El estilo de las referencias debe seguir los esquemas siguientes:

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

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

Lunne, T., Robertson, P.K. and Powell, J.J.M. (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. Spon Press
6. Las tablas y fórmulas (ecuaciones) deberán ser numeradas secuencialmente en el mismo orden en que aparecen en el texto, con números arábigos y haciendo referencia a ellas como: Tabla 1, Tabla 2, fórmula (1), (2)...etc., 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.
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 Editorial 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.

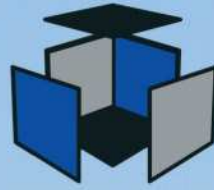


Proyectos Civiles & Edificación
J.A. CONSTRUCTORA Ltda.



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





TIRAPEGUYRAMOS

CONSTRUCCION Y MONTAJE

9 niveles
(2 subterráneos)

9.800 m²

2 Ascensores
de alta
capacidad y
panorámicos.
Únicos en
Concepción.

Calefacción con
intercambiador
tierra aire

Edificio Monseñor
Ricardo Ezzati
UCSC

Auditorio con capacidad
para 256 personas

Avda. Michaihue N° 35,
San Pedro de la Paz
T: 41-2278868
info@tirapeguyramos.cl
www.tirapeguyramos.cl