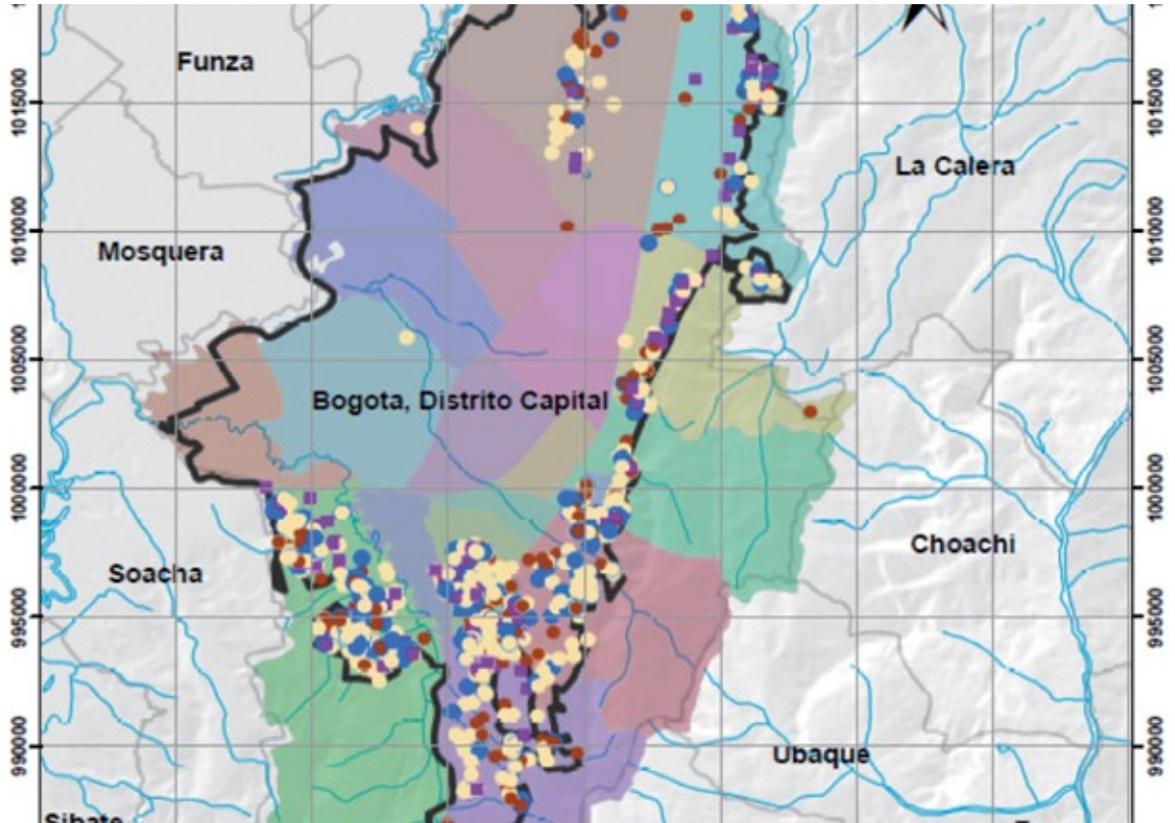


Obras y Proyectos

Revista de Ingeniería Civil



Análisis estadístico de la velocidad de operación de vehículos pesados en pendientes ascendentes
[Statistical analysis of heavy vehicle operating speed in ascending slopes](#)

T. Echaveguren y D. Arellano

Aspectos de diseño y seguridad en apartaderos de túneles de carretera
[Design and safety issues in lay-bys of road tunnels](#)

F. Hacar, J. Jönsson y G. Vigne

Evaluación de un puente de vías férrea mediante ensayos estructurales y modelación computacional
[Evaluation of a railway bridge through structural tests and computational modelling](#)

R. Ramírez, Y. Gámez, H. Pérez y E. Chagoyén

Control del daño sísmico estructural en pórticos prefabricados de hormigón armado a través de uniones híbridas autocentrantes
[Control of structural seismic damage in prefabricated reinforced concrete frames through hybrid-selfcentering connections](#)

J. Marcus y R. Thiers

Numerical modelling and diagnostic techniques of hydraulic fractures based on their inlet behaviour
[Modelamiento numérico y técnicas de diagnóstico de fracturas hidráulicas basados en su comportamiento en el punto de inyección](#)

C. Valderrama y E. Sáez

Análisis descriptivos de procesos de remoción en masa en Bogotá
[Descriptive analyses of landslide processes in Bogotá](#)

A. Ramos, M. Trujillo-Vela y L. Prada



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



Scientific Electronic Library Online



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

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



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



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



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



www.eminsg.cl / geoemin@emin.cl
Tel. +56222998001 +56227337496

EMIN[®]
SISTEMAS GEOTÉCNICOS

EFICIENCIA
ALTO RENDIMIENTO
FLEXIBILIDAD



OITEC Geotecnia



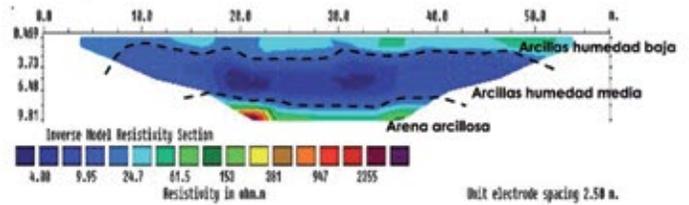
OITEC Hidráulica



OITEC Topografía

- 🔧 Auscultación de entibaciones mediante escaneo Laser
- 🔧 Diseño geotécnico de fundaciones y entibaciones
- 🔧 Medición de la energía ensayo SPT (SPT Analyzer)
- 🔧 Proyectos de mitigación de riesgos naturales
- 🔧 Medición de la velocidad de ondas de corte
- 🔧 Medición de tomografía eléctrica
- 🔧 Topografía de precisión GPS
- 🔧 Equipos topográficos
- 🔧 Hidráulica fluvial
- 🔧 Ecohidráulica

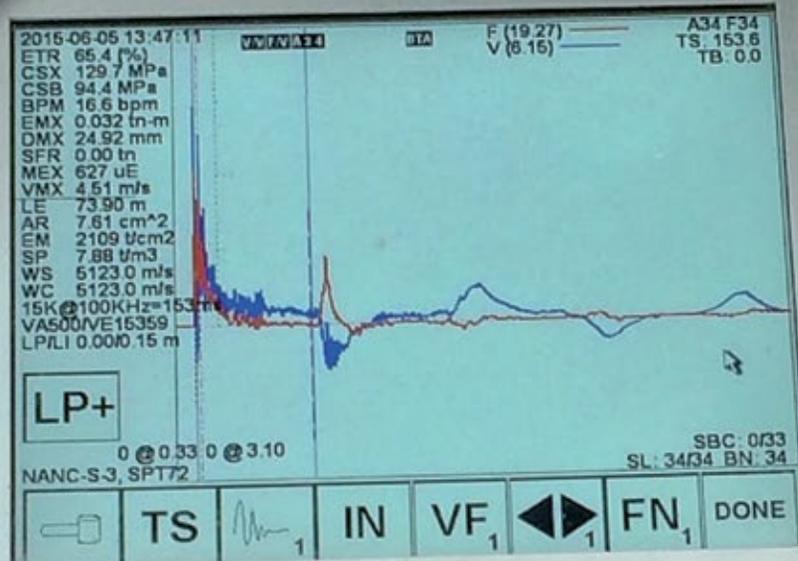
Tomografía Eléctrica, caracterización de sitios



Auscultación Geotécnica, Proyecto Edificio Centro Costanera



SPT Analyzer





UNIVERSIDAD CATOLICA
DE LA SANTISIMA CONCEPCION



MAGISTER

INGENIERÍA GEOTÉCNICA

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

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

The Sutton Trust. Think tank organisation

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

Postgraduate Premium report

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

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

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

Ground Engineering, marzo 2013

En la actualidad la única manera de graduarse en Ingeniería Geotécnica es siguiendo la ruta de un magíster en Ingeniería Geotécnica.

Martin Blower
Presidente de la Federación
de Especialistas en Pilotes
Ground Engineering, marzo 2015

Existen grandes proyectos de infraestructura a realizar en los próximos años para cumplir con las demandas de una población creciente y con la forma de vida evolucionada del siglo 21. Sin embargo, estos proyectos dependen de la disponibilidad de profesionales con formación de alto nivel (postgrado)

Nick Roberts
Atkins CEO Europa
Ground Engineering, marzo 2015

Beca
LGM



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

Edición 18, Primavera 2015
Revista Obras y Proyectos

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

Editor

Dr. Felipe Villalobos
Universidad Católica de la Santísima Concepción

Comité asesor

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

Comité editorial

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

Diseño y diagramación

VCR Publicidad
vcrpublicidad@gmail.com
56 9 88823187

Contacto y envío de artículos

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

Avisos comerciales y suscripciones

Mauro Poblete
mauro@ucsc.cl
56 41 2345047
Patricia Alarcón
palarcon@ucsc.cl
56 41 234 58 52
\$8.000 anual (US\$30, €20, £ 18)
Estudiantes \$5.000 (US \$ 18, € 15, £ 12)
Valor ejemplar \$4.500 (US \$ 16, € 18, £ 9)

Periodicidad: semestral (edición de Otoño y Primavera)

Revista indexada y catalogada en  www.scielo.cl

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

 http://apps.webofknowledge.com

Definición de la Revista

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

Revisión de artículos por pares evaluadores externos

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

Contenidos



- 6** Análisis estadístico de la velocidad de operación de vehículos pesados en pendientes ascendentes
Statistical analysis of heavy vehicle operating speed in ascending slopes
T. Echaveguren y D. Arellano
- 21** Aspectos de diseño y seguridad en apartaderos de túneles de carretera
Design and safety issues in lay-bys of road tunnels
F. Hacar, J. Jönsson y G. Vigne
- 32** Evaluación de un puente de vías férrea mediante ensayos estructurales y modelación computacional
Evaluation of a railway bridge through structural tests and computational modelling
R. Ramírez, Y. Gámez, H. Pérez y E. Chagoyén
- 46** Control del daño sísmico estructural en pórticos prefabricados de hormigón armado a través de uniones híbridas autocentrantes
Control of structural seismic damage in prefabricated reinforced concrete frames through hybrid-selfcentering connections
J. Marcus y R. Thiers
- 56** Numerical modelling and diagnostic techniques of hydraulic fractures based on their inlet behaviour
Modelamiento numérico y técnicas de diagnóstico de fracturas hidráulicas basados en su comportamiento en el punto de inyección
C. Valderrama y E. Sáez
- 63** Análisis descriptivos de procesos de remoción en masa en Bogotá
Descriptive analyses of landslide processes in Bogotá
A. Ramos, M. Trujillo-Vela y L. Prada



Análisis estadístico de la velocidad de operación de vehículos pesados en pendientes ascendentes

Statistical analysis of heavy vehicle operating speed in ascending slopes

Fecha de entrega: 4 de marzo 2015

Fecha de aceptación: 24 de agosto 2015

Tomás Echaveguren y Daniela Arellano

Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Edmundo Larenas 219-interior, Casilla 160-C, Correo 3, Concepción, Chile, techaveg@udec.cl, danarellano@udec.cl

El perfil de velocidad de los vehículos pesados en pendientes ascendentes se utiliza para proyectar pistas auxiliares. Las normativas consideran un camión con una relación peso/potencia típica, una velocidad fija de ingreso a la pendiente, pendientes uniformes hasta 8% y longitudes de pendientes hasta 12 km. Estos perfiles se obtienen mediante el equilibrio de las fuerzas que se oponen al movimiento y la fuerza del motor del vehículo pesado. Experimentos realizados en Alemania muestran que los perfiles de velocidad reales difieren de los modelados, por lo cual es pertinente analizar en terreno el comportamiento de los vehículos pesados en las pendientes ascendentes. En este trabajo se presenta un estudio empírico de perfiles de velocidad de vehículos pesados en pendientes ascendentes, a fin de contrastar la evidencia empírica con el modelo provisto por la normativa Chilena. Se seleccionaron 24 tramos de medición con pendientes entre 2% y 13% y entre 0.2 y 2.4 km de longitud. Se obtuvieron 70 perfiles de velocidad mediante un GPS cinemático. Los datos se corrigieron usando el filtro de Kalman para posteriormente aplicar regresión no paramétrica y obtener perfiles de velocidad continuos. Se analizó estadísticamente las velocidades de entrada, máxima, mínima y de salida, la forma del perfil y su relación con la normativa Chilena. Se concluyó que los modelos sobre-estiman la caída de velocidad en la primera parte de la pendiente, no consideran el efecto de aceleración en la cima de la pendiente y no siempre se alcanza la velocidad de equilibrio.

Palabras clave: velocidad de operación, vehículo pesado, pendiente ascendente

The truck speed profiles in ascending slopes are used to design climbing lanes. The standards consider a vehicle with typical weight-to-power ratio, uniform slopes up to 8% and slope lengths of 12 km. The speed profile is obtained equating the forces opposed to the movement and the forces provided by the truck engine. Experiments conducted in Germany show that the actual speed profiles are different from that of theoretical speed profiles. Therefore, it is relevant to study in the field the truck speed behaviour in ascending slopes. This paper presents an empirical study of truck speed profiles in ascending slopes. The study characterizes and compares measured speed profiles with a theoretical model used in the Chilean geometric design standards. A set of 24 test sections, with slopes between 2% and 13% and lengths between 0.2 and 2.4 km were used. 70 speed profiles using a kinematic GPS device were obtained. Data were corrected using the Kalman filter and smoothed using non-parametric regression to obtain continuous speed profiles. The entrance speed, the maximum and minimum speed and the shape of the speed profiles were statistically analysed as well as the relationship between these parameters and the parameters used in the Chilean standard. It is concluded that the theoretical model overestimates the speed reduction in the first part of the slope, it does not consider the acceleration at the end of the slope and that the trucks not always reduce the speed up to the crawl speed.

Keywords: operating speed, heavy vehicle, ascending slope

Introducción

El perfil de velocidad representa la variación de la velocidad de un vehículo pesado a medida que avanza por un tramo de

carretera. Las normas de diseño geométrico de carreteras utilizan este tipo de perfiles en pendientes ascendentes para evaluar la necesidad de proyectar pistas auxiliares



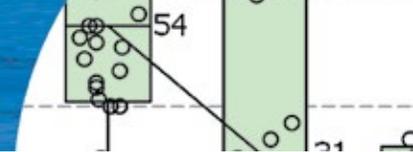
para vehículos pesados, bajo criterios de seguridad y de nivel de servicio. Tales normativas utilizan perfiles basados en un vehículo pesado tipo, con una potencia típica, con una velocidad de ingreso a la pendiente, una pendiente uniforme entre 0 y 12% y longitudes que varían entre 0 y 6 km. Los perfiles de velocidad se obtienen en base a modelos mecanicistas que estiman la velocidad del vehículo en función del equilibrio entre la fuerza tractiva del vehículo pesado y las resistencias al movimiento en planos inclinados. Uno de los modelos más conocidos en la literatura es el de Rakha *et al.* (2001), el cual permite determinar perfiles de velocidad para cualquier pendiente, cualquier longitud y diversas relaciones entre el peso del vehículo y su potencia, a este modelo, Rakha y Lucic (2002) le agregan el efecto del cambio de marcha. Normalmente estos perfiles de velocidad son monótonos decrecientes, de modo tal que la velocidad al inicio de la pendiente decrece progresivamente hasta llegar a una velocidad de equilibrio que se mantiene hasta el final de la pendiente.

Si bien los perfiles de velocidad estandarizados son adecuados por su simplicidad, en la práctica la variabilidad de la pendiente longitudinal y los cambios de marcha de los vehículos pesados inducen distorsiones en los perfiles de velocidad que los modelos mecanicistas no representan. Los experimentos de Verweij (2000) realizados en Alemania corroboran lo anterior. Verweij obtuvo perfiles de velocidad en los cuales la velocidad inicial se incrementaba ligeramente en el inicio para luego descender, alcanzar una velocidad de equilibrio y posteriormente aumentar antes del término de la pendiente. Este comportamiento dista de aquel evidenciado por los modelos. El uso de camiones instrumentados como en el experimento de Verweij (2000) constituye una alternativa adecuada para obtener perfiles de velocidad, por cuanto es posible controlar diversas variables de operación, tales como el peso y la potencia. Sin embargo, limita notablemente el tamaño de la muestra a emplear, restándole generalidad a la investigación. Por otro lado, el uso de técnicas convencionales de medición de velocidad de operación basadas en mediciones puntuales otorga sólo unos pocos puntos de medición, lo cual en pendientes largas limita también el tamaño de la muestra. Asimismo, limita la posibilidad de obtener en terreno la relación entre el peso y la potencia del vehículo medido,

variable necesaria para calibrar modelos de perfiles de velocidad.

En Chile, las instrucciones de diseño utilizan un perfil único de velocidad para vehículos pesados en pendientes ascendentes, adoptado de la normativa de Estados Unidos, el cual se expresa en el Manual de Carreteras (MOP 2010) en forma gráfica. Hasta ahora, no se han desarrollado estudios para verificar la validez de dicho perfil de velocidad. En tal sentido, este trabajo tiene por objetivo estudiar en terreno el comportamiento de los vehículos pesados en pendientes ascendentes. Para ello se realizó un estudio empírico aprovechando las opciones tecnológicas que ofrecen los sistemas GPS dinámicos. Para ello se utilizó un GPS dinámico sub-métrico con precisión de 0.1 km/h, el cual se dispuso en un vehículo liviano para obtener velocidades mediante seguimiento vehicular. Este dispositivo permitió capturar velocidades de operación cada 0.1 s. Se seleccionaron 24 tramos de medición con pendientes ascendentes variables entre 2 y 13% y entre 0.2 y 2.4 km de longitud todos ellos localizados en la cordillera de la costa en la zona centro sur de Chile. Se obtuvieron 70 mediciones de perfil de velocidad, usando la técnica de seguimiento vehicular. Posteriormente los datos de velocidad se procesaron aplicando en primer lugar una corrección de velocidad aplicando el modelo de Gaziz *et al.* (1961), para luego aplicar el filtro de Kalman disponible en el software del equipo GPS, con la finalidad de eliminar datos anómalos y acoplar las mediciones de posición y de velocidad. Luego se aplicaron técnicas de suavización de datos para comprimir los datos y eliminar el ruido de la señal ocasionado por pequeñas variaciones de velocidad que registra el GPS. Con esto se obtuvieron perfiles continuos de velocidad, los cuales se analizaron y compararon con los propuestos por la normativa de diseño de Chile.

Con los resultados de esta investigación, se pretende contribuir a la comprensión del comportamiento de vehículos pesados en pendientes descendentes sobre la base de datos empíricos, lo cual permite crear una base de conocimiento que permita en el futuro incorporar a las normas de diseño geométricos de carreteras perfiles de velocidad para camiones más realistas y representativos de la flota nacional de vehículos pesados.



Los perfiles de velocidad de camiones en las pendientes

El fenómeno físico

Existen dos tipos de perfiles de velocidad en pendientes uniformes i , dependiendo del signo de la pendiente longitudinal. En pendientes ascendentes ($i > 0$) los vehículos tienden a disminuir la velocidad, y en pendientes descendentes ($i < 0$), tienden a aumentarla. A medida que avanzan por la pendiente, los vehículos en las dos situaciones logran una velocidad de equilibrio bajo condiciones de control, representada por los tramos CE y DF de la Figura 1 (las distancias y velocidad son referenciales). El perfil de velocidad de un vehículo pesado en una pendiente, tiene dos tramos característicos. En el primer tramo (BD o AC) el vehículo se encuentra acelerando o desacelerando dependiendo si se encuentra en pendiente ascendente o descendente. Luego en el segundo tramo (CF o DE) la velocidad tiende a mantenerse constante, ya sea por equilibrio de fuerzas o por la aplicación de frenos. El análisis de la velocidad de camiones en pendientes descendentes no se discute en este trabajo. Sin embargo puede revisarse en Echaveguren y Vargas (2007).

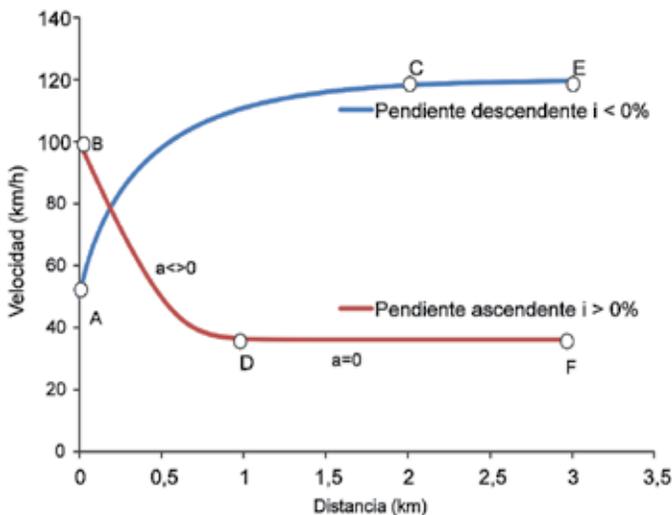


Figura 1: Perfil de velocidad en pendientes uniformes

En pendientes ascendentes la velocidad disminuye desde un valor inicial (punto B) hasta una velocidad de equilibrio (punto D). Esta desaceleración ocurre debido al aumento de las fuerzas resistivas frente a la fuerza proporcionada por el motor (Rakha y Yu, 2004). Al equilibrarla, la velocidad

permanece constante. Dicha velocidad se denomina velocidad de equilibrio (*crawl speed*) y corresponde a la máxima velocidad que puede alcanzar un vehículo pesado que circula por una pendiente longitudinal en ausencia de aceleraciones o deceleraciones. Su magnitud y la distancia a la que se alcanza (punto C o D de la Figura 1) depende de: la longitud del tramo en subida, la inclinación de la pendiente ascendente, la razón peso/potencia (P/P) del vehículo, la altura sobre el nivel del mar, la velocidad inicial del vehículo, la presencia de curvas horizontales, de restricciones laterales y la visibilidad (Fitch, 1994; Archilla y Fernández de Cieza, 1996; Wong, 2001).

Aspectos normativos

Debido a la necesidad de estandarizar el comportamiento de los camiones en pendientes ascendentes, las normas de diseño geométrico utilizan perfiles de velocidad estandarizados. Las normativas de Estados Unidos (AASHTO, 2011), España (DGC, 1999), Australia (AUSTROADS, 2009), Chile (MOP, 2010) y Colombia (INVIAS, 2008) representan una buena muestra de las prácticas normativas a nivel mundial. Las normas revisadas utilizan el perfil de velocidad de vehículos que enfrentan una pendiente ascendente para definir las pendientes máximas permitidas, la longitud máxima de la pendiente y para verificar si es necesario proyectar una pista exclusiva de ascenso para vehículos pesados. En la Tabla 1 se muestra un resumen con las principales variables de los perfiles de velocidad de las normas anteriormente revisadas: la relación P/P, la velocidad de entrada y valor de la pendiente y el rango de pendientes. Estos 4 parámetros de modelación exhiben una amplia variedad entre normativas, la cual depende de las condiciones geográficas y de las características de la flota de vehículos pesados de cada país.

La razón P/P que utilizan las normativas corresponde a un vehículo pesado típico. Cabe preguntarse entonces cómo se relaciona la evidencia empírica con los modelos teóricos propuestos por las normativas de diseño. En particular, AUSTROADS (2009) utiliza 4 perfiles de velocidad para 4 tipos de vehículos pesados. En la Tabla 1 se presenta el vehículo que es análogo a las otras normas para efectos de comparación.



Tabla 1: Resumen de variables descriptivas de perfiles de velocidad de vehículos pesados tipo en pendientes ascendentes

País de origen de la normativa	Peso/Potencia, kg/kW	Veloc. de entrada, km/h	Longitud de la pendiente, km	Rango de pendientes, %
Estados Unidos (AASHTO, 2011)	120	110	< 6.0	1 - 9
Chile (MOP, 2010)	122	88	< 3.9	1 - 8
Australia (AUSTRO-ADS, 2009)	103	100	< 1.8	1 - 10
Colombia (INVIAS, 2008)	148	90	< 2.0	3 - 9
España (DGC, 1999)	No disponible	80	< 2.4	2 - 8

Modelos de perfil de velocidad de camiones en pendientes ascendentes

Estos modelos se agrupan en tres tipos: los basados en el movimiento cinemático, como el de Lee y Lee (2000); los que incorporan conceptos de dinámica del vehículo como los de Gillespie (1985) y Rakha *et al.* (2001); y los empíricos, como el de Verweij (2000). Los modelos cinemáticos describen el movimiento del vehículo mediante el desplazamiento, velocidad y aceleración, sin considerar los factores que producen el movimiento. Por ejemplo, Lee y Lee (2000) utilizaron el principio de conservación de la energía combinado con variables cinemáticas para obtener la velocidad del vehículo en cualquier punto de la pendiente. La expresión (1) muestra en términos generales el modelo de Lee y Lee (2001) para tramos de pendientes uniformes ascendentes, en donde V es la velocidad en el tramo con pendiente i constante; m es la masa del vehículo, L_e es la distancia a la cual el vehículo alcanza la velocidad de equilibrio V_e . La expresión (2) representa el mismo modelo para el tramo de pendiente ascendente variable $i(x)$. L representa la distancia total de la pendiente.

$$\frac{1}{2}mV^2 + \left(m\frac{dV}{dt}\right)L_e = \frac{1}{2}mV_e^2 + (mg)iL_e \quad (1)$$

$$\frac{1}{2}mV^2 + (mg)iL_e + \left(m\frac{dV}{dt}\right)(L - L_e) = \frac{1}{2}mV_e^2 + (mg)iL \quad (2)$$

Los modelos dinámicos describen el comportamiento de la velocidad del vehículo pesado en base a la fuerza tractiva, la resistencia aerodinámica, la resistencia al rodado y la resistencia por pendiente. Varios modelos han sido desarrollados en base a este método, siendo el de Rakha *et al.* (2001) el más influyente. Lan y Menendez (2003) incorporaron además elementos de la cinemática para dar solución a la variación de la aceleración en el perfil de velocidad durante el ascenso.

La expresión (3) representa el modelo de Rakha *et al.* (2001) basado en equilibrio de fuerzas. Por otro lado, la expresión (4) corresponde a la solución discreta de la ecuación diferencial, que permite obtener el perfil de velocidad en función de la distancia a partir de (3). P corresponde a la potencia efectiva del vehículo pesado y α_1 son coeficientes del modelo. La expresión detallada puede verse en Rakha y Yu (2004).

$$\frac{dV}{dt} = \frac{F_T - R_A - R_R - R_G}{m} \quad (3)$$

$$\frac{\max\left\{\alpha_1 \frac{P}{V}, F_{MAX}\right\} - \alpha_2 V^2 - \alpha_3(\alpha_4 + \alpha_5 V)m - mgi}{m}$$

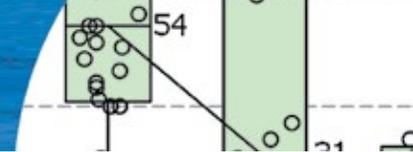
$$\frac{dV(t_i)}{dt} = \frac{F_T(t_i) - R_A(t_i) - R_R(t_i) - R_G(t_i)}{m};$$

$$\left\{\frac{dV(t_i)}{dt}\right\} = \left\{a(t_i)\right\} \quad (4)$$

$$\left\{\frac{dx(t_i)}{dt}\right\} = \left\{v(t_i)\right\}$$

donde

$$V(t_i) = V(t_{i-1}) + a(t_{i-1})\Delta t \quad \text{y} \quad x(t_i) = x(t_{i-1}) + v(t_{i-1})\Delta t$$



Verweij (2000) desarrolló un modelo de simulación de velocidad, con el objetivo de calcular la velocidad final de un vehículo pesado en una pendiente ascendente. Verweij (2000) utilizó datos reales de velocidad de un camión instrumentado para obtener perfiles de velocidad como los de la Figura 2. Los resultados de Verweij evidenciaron una importante diferencia con los modelos dinámicos, toda vez que el perfil de velocidad modelado no mostraba con claridad que el vehículo alcanzase la velocidad de equilibrio y la mantuviera en la pendiente. Por el contrario, observó que tendía a producirse una aceleración en el último tercio de la pendiente, como lo muestra la Figura 2.

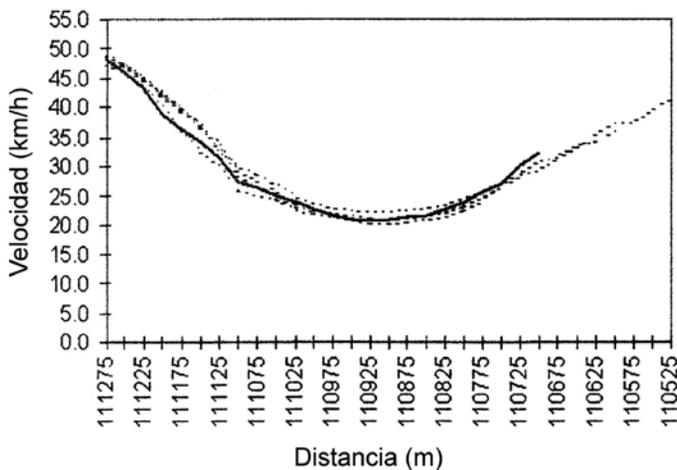


Figura 2: Perfil de velocidad obtenido por Verweij (2000) usando un vehículo pesado instrumentado

Obtención y procesamiento de datos de velocidad

Diseño factorial

El diseño factorial tuvo por objeto ordenar y categorizar las variables a medir en terreno, así como identificar en la red vial las rutas en las cuales se obtuvieron los tramos de medición. Para ello se definieron las siguientes categorías de variables:

- Inclinación de la pendiente longitudinal i : A: alta, M: media, B: baja.
- Longitudes de pendientes L : L: largas, M: medias, C: cortas.
- Velocidades de entrada V_e : A: altas, M: medias, B: bajas.

Una de las dificultades de este tipo de estudios es contar con el valor adecuado de peso y potencia nominal de cada

vehículo pesado, para determinar adecuadamente la razón P/P. Por tal motivo, preliminarmente se establecieron categorías provisionarias de razón P/P en base a las normativas (ver Tabla 1) y a los estudios de Archilla y Fernández de Cieza (1996), Lan y Menendez (2003), Lee y Lee (2000) y Rakha *et al.* (2001). Con estas categorías para cada variable se determinó el tamaño de la muestra utilizando el método de análisis de potencia estadística aplicado en Echaveguren *et al.* (2011).

Selección de tramos de medición

Un tramo de medición se define como un segmento de una red vial que posee pendiente longitudinal sobre una longitud mayor a 200 m. Dicha longitud mínima permite observar los cambios de velocidad a lo largo de toda la pendiente. Para identificarlos se seleccionó de la red vial 6 rutas que contenían tramos de medición de más de 200 m, considerando los siguientes criterios:

- Tipo de vía: pavimentada y bidireccional de 1 o más pistas por sentido,
- volumen de tránsito: tránsito medio diario anual TMDA < 2000 veh/día-año para asegurar condición de flujo libre,
- perfil de elevación: se priorizaron terrenos de topografía ondulada y montañosa,
- restricciones a la velocidad: se descartaron tramos con acceso a centros poblados a que la velocidad está condicionada por la fricción lateral.

Luego de aplicar estos criterios se acotaron los tramos de medición teniendo en cuenta además que:

- El radio de curvas horizontales fuera superior a 500 m, a fin de limitar el efecto de curvatura en la velocidad en la entrada y salida de la pendiente,
- las pendientes longitudinales fueran superiores al 2% y con longitudes superiores a los 200 m, para lograr representar adecuadamente los cambios de velocidad.

También se caracterizaron las secciones de entrada y salida de la pendiente, con el objetivo de representar la visibilidad en los segmentos anterior y posterior a la pendiente y ver cómo afecta a la velocidad del vehículo. Las características consideradas en las secciones anterior y posterior a la pendiente fueron: recta, curva horizontal e inclinación de pendiente.

La Figura 3 muestra diagramas de caja con las características geométricas de las pendientes medidas y representadas por el parámetro $CN = i^2L/1000$ (i en % y L en m) que multiplica la pendiente i al cuadrado por la longitud de la pendiente L . Se seleccionó este parámetro dado que representa de buena forma la magnitud de las pendientes: pendientes con baja inclinación y baja longitud representan valores bajos de CN y pendientes prolongadas e inclinadas representan valores altos de CN. En la Figura 3 se aprecia que existen al menos 3 grupos de pendientes en función del parámetro CN. Esta apreciación intuitiva se verificó aplicando análisis de conglomerados usando el algoritmo de k-medias. En la Figura 3 el nivel 1 representa valores de CN bajo, entre 1 y 16; el nivel 2 representa valores intermedios, entre 16 y 31; y el nivel 3 representa valores de CN altos, entre 31 y 48. La mediana de los valores de CN son, respectivamente, 8, 21 y 40. Estos grupos se utilizan más adelante para discutir los patrones de comportamiento de los perfiles de velocidad.

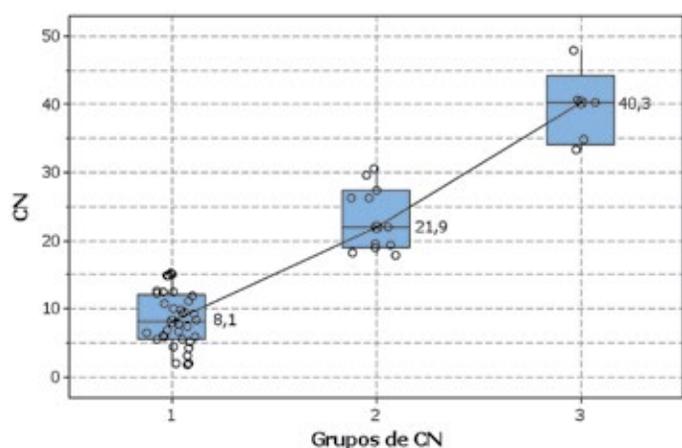


Figura 3: Diagrama de caja con valores de CN agrupados en 3 niveles

Medición en terreno

Los datos de velocidad fueron recolectados mediante un GPS dinámico sub-métrico portátil de 10 Hz instalado en un vehículo liviano, con el cual se realizó seguimiento vehicular. El equipo GPS utilizado captura datos de velocidad cada 0.1 s con una precisión de 0.1 km/h para la velocidad, de 3 cm para la posición horizontal y de 0.1° para el azimut. El equipo puede además triangular en movimiento hasta 8 satélites, lo cual le permite obtener una señal estable durante la recolección de datos (Racelogic, 2008). Las principales condiciones de medición fueron:

considerar el mismo vehículo para realizar las mediciones; el mismo conductor, previamente entrenado; días de medición con condiciones climáticas similares; distancia entre vehículos estimada visualmente entre 200 y 400 m. Se descartaron mediciones cuando: se producían cambios bruscos de clima; se formaban pelotones; cuando el vehículo líder ejecutaba maniobras que alteraban la continuidad de la circulación (detenciones por ejemplo), el tráfico vehicular era elevado e interfería con las mediciones, obstáculos o trabajos en la vía producían algún tipo de fricción y alteraciones en la velocidad y en las aceleraciones.

Procesamiento de datos

Los datos se procesaron siguiendo tres pasos: filtrado de las señales de velocidad, corrección de registros de velocidad y suavización de datos de velocidad.

Filtrado de datos de velocidad

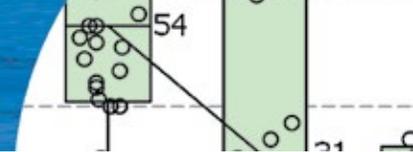
Este filtro de las señales de velocidad permite resolver al mismo tiempo la detección de datos anómalos, recuperar datos perdidos (*dropouts*) por caída de satélites y acoplar los registros de posición, trayectoria y velocidad obtenidos con el GPS. Para filtrar registros de velocidad se utilizó el filtro de Kalman provisto por el software de procesamiento de datos del dispositivo GPS utilizado en las mediciones, de acuerdo a las recomendaciones de uso descritas en Racelogic (2008).

Corrección de datos de velocidad

El ajuste por seguimiento vehicular se realizó para deducir la velocidad del vehículo líder a partir de la velocidad medida con el vehículo instrumentado (vehículo seguidor), mediante simulación. La expresión (5) corresponde al modelo de Gaziz *et al.* (1961) integrado al modelo de Wolshon y Hatipkarasulu (2000) con los coeficientes calibrados por Che-Puan (2004).

$$\Delta V(t) = \frac{a_2(t')}{V_2(t')} [4.4 + 1.12V_2(t')] \quad (5)$$

En donde $\Delta V(t)$ representa la diferencia de velocidad entre el vehículo líder y el seguidor en el instante de tiempo t . $a_2(t')$ y $V_2(t')$ son los vectores de aceleración y velocidad respectivamente del vehículo seguidor. $t' = t + T$, con T



el tiempo de reacción fijado en 1.6 s. Los vectores $a_2(t')$ y $V_2(t')$ se obtuvieron directamente a partir de señales de velocidad registradas por el GPS. Al aplicar el modelo se obtuvo un valor de raíz cuadrática media (RSME) entre 1 y 2.2 km/h, lo cual representa el error de estimación indirecta de velocidad mediante seguimiento vehicular. Considerando que las velocidades varían entre 30 y 100 km/h, el valor de RMSE obtenido se considera muy bueno. La Figura 4 muestra un ejemplo de perfiles de velocidad medidos y corregidos mediante este método.

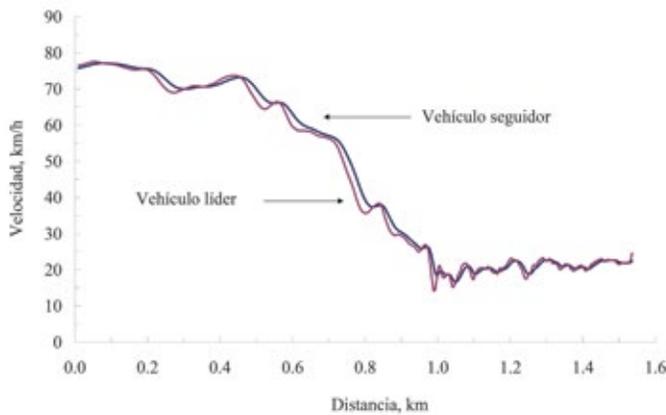


Figura 4: Ejemplo de perfiles de velocidad medidos y corregidos

Suavización de datos de velocidad

Después de filtrar y corregir los datos se realizó la suavización, con el fin de reducir el ruido en cada perfil de velocidad y simplificar así su interpretación. Existen diversos métodos de suavización, tales como la regresión local cruzada, la suavización en base a *kernel*, suavizadores exponenciales dobles y simples, *splines* de orden n y otras más sofisticadas basadas en inteligencia artificial y *wavelets* (Echaveguren *et al.*, 2013). Después de un examen exploratorio de estas técnicas, se optó por utilizar el suavizador Loess (suavización de datos ponderados localmente). Este suavizador permite obtener mediante regresión no paramétrica alrededor del punto de datos x_i , una estimación de la función de datos discretos $f(x_i)$, asumiendo que el ruido ϵ_i se distribuye normal con media 0 y desviación estándar σ , según la expresión (6).

$$y_i = f(x_i) + \epsilon_i \quad (6)$$

El método aplica regresión de mínimos cuadrados ponderados en una ventana de datos h que se desplaza a lo largo de la señal de velocidad para cada punto de referencia

x_i . La función de ponderación es la función tri-cúbica descrita en la expresión (7), en donde x_0 es el dato alrededor del cual se define el valor de h . La Figura 5 muestra un ejemplo de un perfil de velocidad suavizado superpuesto al perfil de velocidad medido, filtrado y corregido.

$$w_i = \begin{cases} \left(1 - \left|\frac{x_i - x_0}{h}\right|^3\right)^3; & \left|\frac{x_i - x_0}{h}\right| < 1 \\ 0 & \left|\frac{x_i - x_0}{h}\right| \geq 1 \end{cases} \quad (7)$$

De este modo, el perfil de velocidad con el que se aplica el análisis queda libre de datos anómalos, con los registros de velocidad y posición acoplados y sin el ruido producido por pequeñas aceleraciones locales. Con este procedimiento, se generaron 51 perfiles de velocidad válidos para el análisis, para un rango de pendientes entre el 2 y 8% sobre longitudes entre 200 y 2400 m.

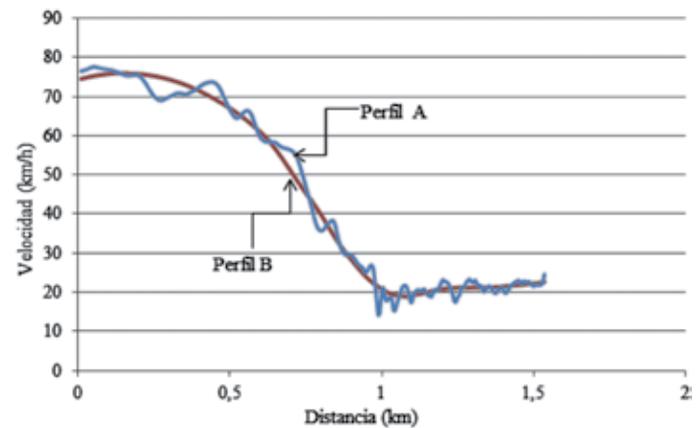


Figura 5: Ejemplo de perfil de velocidades suavizado superpuesto sobre el original

Resumen de perfiles de velocidad procesados

Una vez aplicados los procesos de depuración, filtrado, ajuste y suavizado, se obtuvieron 51 perfiles de velocidad para posterior análisis. El perfil de velocidad se puede caracterizar con 4 valores de velocidad: La velocidad de entrada a la pendiente V_i , la velocidad máxima en la pendiente V_{max} , la velocidad mínima en la pendiente V_{min} y la velocidad de salida de la pendiente V_f .

Análisis de perfiles de velocidad

Comportamiento de la velocidad

En un perfil de velocidad ideal, la velocidad de entrada

a la pendiente coincide con la velocidad máxima en la pendiente, y la velocidad mínima coincide con la velocidad de salida de la pendiente. Esta última corresponde a la velocidad de equilibrio: aquella velocidad en la cual las fuerzas resistivas al movimiento y las fuerzas tractoras se igualan, resultando en una aceleración nula. En las siguientes secciones se analizan estas 4 velocidades.

Velocidad de entrada

La velocidad de entrada a la pendiente depende de las condiciones del diseño anterior. Si la pendiente está precedida de una recta, la velocidad de entrada será superior a la que se logre en presencia de curvas, restricciones de velocidad u otra. Por tanto, es previsible que exista variabilidad en la velocidad de entrada. En las mediciones realizadas, se consideraron curvaturas bajas en la entrada, de manera de visualizar la variabilidad en la velocidad de entrada en las condiciones más favorables. La Figura 6 muestra el diagrama de frecuencia acumulada de la velocidad de entrada, asociado a una distribución de probabilidades normal, con media igual a 85 km/h y desviación estándar de 11 km/h. El test de Anderson-Darling y el valor p muestran que el ajuste a la distribución normal es significativo.

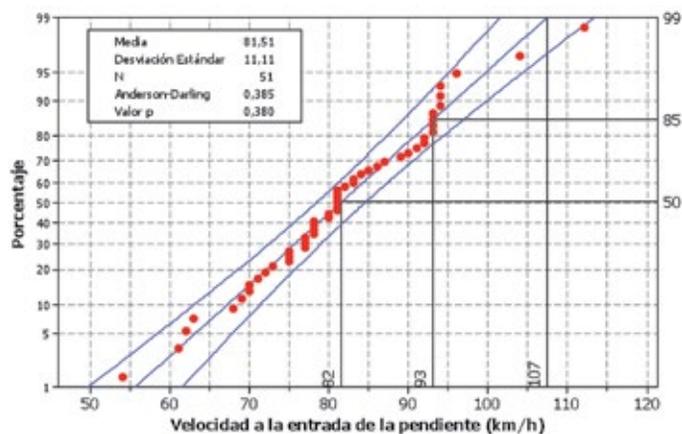


Figura 6: Distribución de frecuencia acumulada de velocidades de entrada medidas en terreno

El percentil 50 de la Figura 6 representa el valor de velocidad media y posee un valor de 82 km/h. El percentil 85 representa la velocidad de operación. El valor obtenido fue de 93 km/h. El percentil 99 representa al conductor más rápido que ingresa a la pendiente. Notar que la velocidad de ingreso a las pendientes definidas por el Manual de

Carreteras de Chile (MOP, 2010), de 88 km/h, equivale aproximadamente al percentil 72 de la distribución, es decir, se encuentra bajo la velocidad de operación.

Velocidad de salida

La velocidad de salida depende de la geometría de la pendiente. Por tanto, en la medida que CN varíe, la velocidad de salida también variará. Por tal motivo las distribuciones de frecuencia acumulada no son únicas. Teniendo en cuenta la agrupación de valores de CN, la Figura 7 muestra los diagramas de frecuencia acumulada para CN alto, intermedio y bajo (Grupo 1, 2 y 3 respectivamente). En la Figura 7 se puede apreciar que en la medida que CN es más bajo, la velocidad de operación a la salida es más alta. Esto es consistente con lo que intuitivamente se espera: cuando la pendiente es más elevada y de mayor longitud, existe una mayor pérdida de velocidad. En este caso, la velocidad de operación representada por el percentil 85, pasa de 80 km/h a 69 km/h y luego a 58 km/h en la medida que CN aumenta.

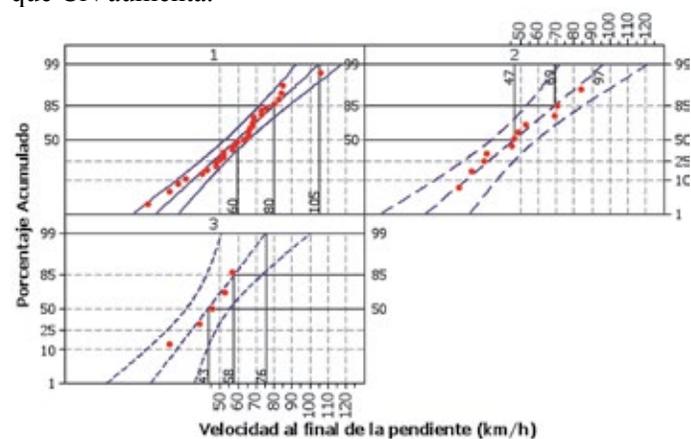


Figura 7: Distribución de frecuencia acumulada de velocidades de salida medidas en terreno y agrupadas según el valor de CN

Pérdida de velocidad en la entrada de la pendiente

La pérdida de velocidad corresponde a la diferencia entre la velocidad de entrada V_i y la velocidad mínima V_{\min} en la pendiente. La Figura 8 muestra esta pérdida con respecto a cada una de las categorías geométricas de la pendiente para cada uno de los grupos de CN. La Figura 8 muestra que la pérdida de velocidad varía desde 26 km/h para CN bajos hasta 46 km/h para valores de CN elevados. Esta diferencia es muy superior al umbral de 15 km/h establecido por AASHTO (2011) para definir la necesidad de emplazar pistas auxiliares.

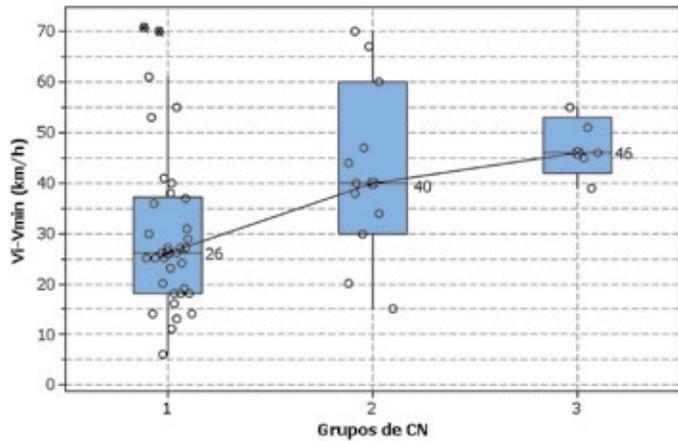
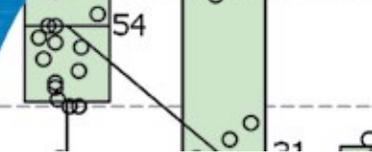


Figura 8: Pérdida de velocidad en la pendiente para cada grupo de CN

Ganancia de velocidad en la salida de la pendiente

Al contrario de lo que resulta de los modelos, en terreno se observó una ganancia de velocidad en el último tramo de la pendiente. Esta ganancia se grafica en la Figura 9 mediante diagramas de caja de la velocidad mínima V_{min} y de la velocidad de salida de la pendiente V_f para cada grupo de CN. Se puede ver que en el grupo 1 de CN que la ganancia de velocidad, expresada como la diferencia entre V_f menos V_{min} es 10 km/h. En el grupo 2 la ganancia es de 16 km/h y en el grupo 3 de 19 km/h. A partir de estos resultados se

puede deducir que el perfil observado difiere en forma de los perfiles predichos por los modelos y se acerca más a los resultados empíricos obtenidos por Verweij.

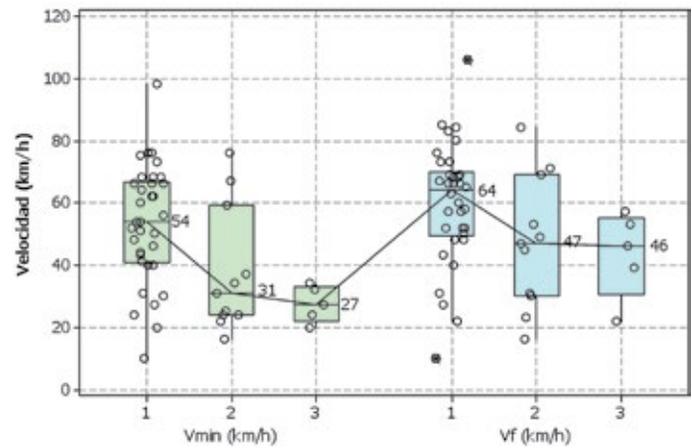


Figura 9: Diagramas de caja de velocidad mínima en la pendiente y la velocidad de salida de la pendiente según grupos de CN

Análisis de la forma del perfil

Los resultados descritos en la sección anterior permiten identificar un patrón de comportamiento de cada perfil de velocidad, el cual se puede sintetizar en dos factores de forma F1 y F2 de acuerdo a la expresión (8).

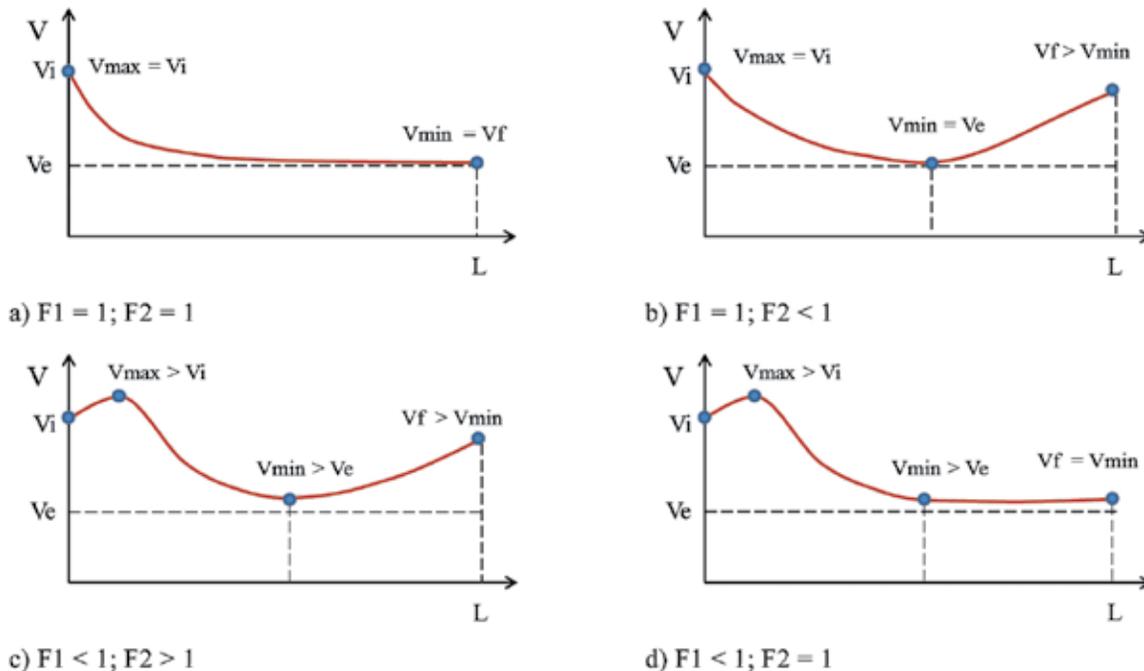
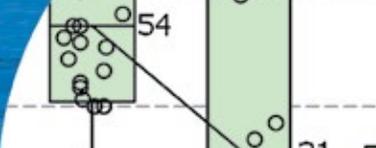


Figura 10: Factores de forma para diversos perfiles de velocidad



$$F1 = \frac{V_i}{V_{\max}}; \quad F2 = \frac{V_{\min}}{V_f} \quad (8)$$

La Figura 10 ilustra casos típicos de factores de forma identificados en terreno. En todas ellas L representa la longitud de la pendiente. La Figura 10a muestra el caso de un perfil ideal en el cual la velocidad máxima V_{\max} coincide con la velocidad de entrada V_i ($F1 = 1$) y la velocidad de equilibrio V_e coincide con la velocidad mínima V_{\min} y la velocidad de salida de la pendiente V_f ($F2 = 1$). Este es el tipo de modelo que se utiliza en la mayoría de las normas de diseño. La Figura 10b muestra un perfil similar en forma al obtenido por Verwij (2000). Las Figuras 10c y 10d representan otras posibles formas de perfiles de velocidad, de acuerdo a los datos obtenidos en terreno en este estudio.

Se calcularon los factores de forma para todos los perfiles medidos en terreno. Los resultados se sintetizan en la Figura 11, que muestra para cada grupo de CN los factores de forma F1 y F2 calculados para las 51 pendientes. En la Figura 11 se aprecia que el factor de forma F1 varía entre 0.95 y 0.99 para los tres grupos de CN. Por tanto, la velocidad de entrada a la curva es efectivamente similar a la velocidad máxima en la pendiente. Para el caso de F2 la situación es diferente. El factor de forma $F2 < 1$ muestra que existe una ganancia de velocidad en el 75% de los casos y que esta ganancia de velocidad es mayor en la medida que la pendiente es más pronunciada y de mayor longitud, caso correspondiente al grupo de valores 3 de CN.

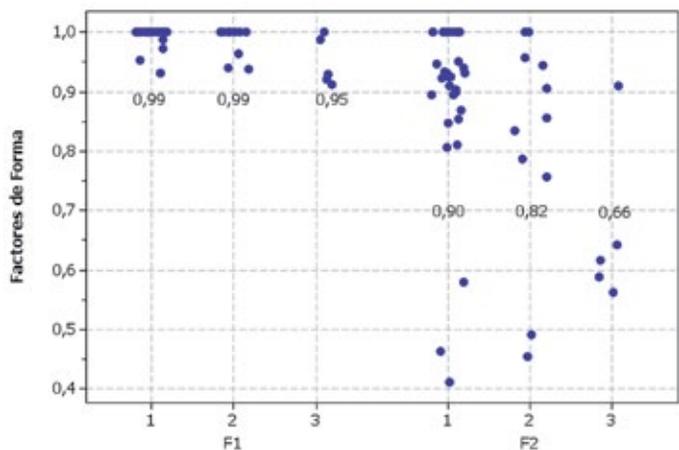


Figura 11: Factores de forma de los perfiles de velocidad procesados para distintos valores de CN

Asumiendo que un valor aceptable para F1 y F2 es 1.0 ± 0.05 , se tiene que:

- El 56% de los perfiles medido se asemejan en forma a los modelos teóricos
- En el 14% de los perfiles se observó que la velocidad de entrada corresponde a la velocidad máxima ($F1 = 1.0 \pm 0.05$)
- En el 68% de los perfiles se observó una ganancia de velocidad

Cálculo de relación peso/potencia

Se seleccionaron los perfiles de velocidad sin distorsiones por ganancia de velocidad. De estos perfiles se seleccionó la pendiente, longitud, velocidad inicial y velocidad de salida. Con estos datos, se utilizó el modelo de Rakha *et al.* (2001), para obtener por retro-cálculo la relación PP efectiva de los vehículos pesados medidos en terreno. La Tabla 2 muestra los resultados obtenidos.

Los valores de PP se pueden agrupar en 3 conglomerados de 106 a 199 kg/kW de 230 a 274 kg/kW y de 378 a 429 kg/kW. Sin embargo, los valores usuales de relaciones peso/potencia para vehículos pesados de unidad simple y articulados es de hasta 150 kg/kW. Valores superiores de la relación peso/potencia corresponden a configuraciones de alto tonelaje, que para el cálculo de la potencia media se consideran como datos anómalos.

Los valores de velocidad de equilibrio se calcularon con la expresión de Lan y Menendez (2003), ver expresión (9). En esta expresión la eficiencia del motor y la resistencia al rodado son variables de entrada al modelo. Para el cálculo, se adoptó una eficiencia del motor η del 95% y una resistencia al rodado f_{rc} de 0.0139. Los resultados de la Tabla 2 muestran que la velocidad de equilibrio V_e calculada, es sistemáticamente inferior a la velocidad mínima V_{\min} . En promedio, la velocidad mínima resultó 1.2 veces superior a la velocidad de equilibrio para las relaciones peso/potencia PP retro calculadas.

$$V_{\text{equilibrio}} = 367.35 \frac{\eta}{PP(f_{rc} + i)} \quad (9)$$

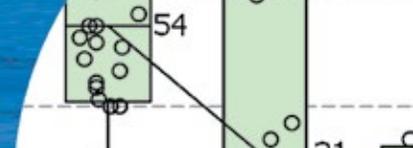


Tabla 2: Características de perfiles utilizados para el cálculo de la relación peso/potencia

Perfil No	i , %	L , m	V_i , km/h	V_{min} , km/h	V_e , km/h	PP , kg/kW
6	2.9	516	77	66	58	140
7	4.0	697	63	27	24	274
11	2.4	1122	68	43	37	250
17	2.7	1640	93	68	58	146
27	4.6	703	85	48	43	137
28	2.2	414	92	31	26	378
41	3.3	540	75	20	17	429
43	4.1	746	83	54	48	133
44	2.8	708	81	75	65	129
46	3.8	680	87	64	57	119
48	3.6	949	94	68	60	117
49	3.7	379	93	66	59	117
52	4.1	415	92	62	55	116
55	2.2	378	94	76	65	150
56	4.2	539	86	66	59	106
58	3.7	566	71	52	46	150
60	3.8	587	77	50	44	153
61	1.9	544	69	56	46	230
65	3.9	442	78	60	53	124
66	4.5	463	78	40	35	167
70	3.0	673	80	54	47	169

Comparación con normativa Chilena

La normativa Chilena utiliza un perfil de velocidad estandarizado adaptado del Manual de Capacidad de Carreteras (TRB, 2000). Puesto que el modelo de la normativa Chilena se expresa en un gráfico, fue necesario construir un modelo numérico en base al modelo de Rakha *et al.* (2001) a fin de reconstituir los perfiles de velocidad. Se consideró para ello un rango de pendientes entre el 1 y el 8%, una longitud entre 0 y 4200 m y una velocidad de entrada de 88 km/h. Para lograr el ajuste del modelo al utilizado en la normativa se consideró un vehículo pesado con una razón peso/potencia entre 144 y 210 kg/kW. Con estos datos se logró replicar el modelo graficado en el Manual de Carreteras de Chile (MOP, 2010). Posteriormente se seleccionaron del total de perfiles de la Tabla 2 aquellos en que la razón PP se encontraba dentro del rango en el cual se construyó el perfil de velocidad. Estos se graficaron

en conjunto con los perfiles de velocidad de la normativa de Chile, como lo muestra la Figura 12. En la Figura 12 se aprecia que los patrones generales de comportamiento de los perfiles de velocidad medidos son similares para pendientes bajas en el primer tramo de la pendiente. Existe un desfase de velocidad inicial V_i con respecto al perfil de velocidad de la normativa debido a que ésta sólo usa un valor de velocidad inicial. Puesto que la velocidad de entrada a la pendiente depende de las condiciones geométricas del trazado anterior a la pendiente, el usar un solo valor de velocidad inicial no resulta adecuado.

Los perfiles 6, 55, 58 y 60 están asociados a una razón peso/potencia de alrededor de 150 kg/kW, valor de potencia que es distinto al asignado al vehículo tipo usado para construir el perfil de velocidad de la normativa. Esto marca una diferencia relevante al momento de modelar el perfil de velocidad bajo principios mecanicistas.

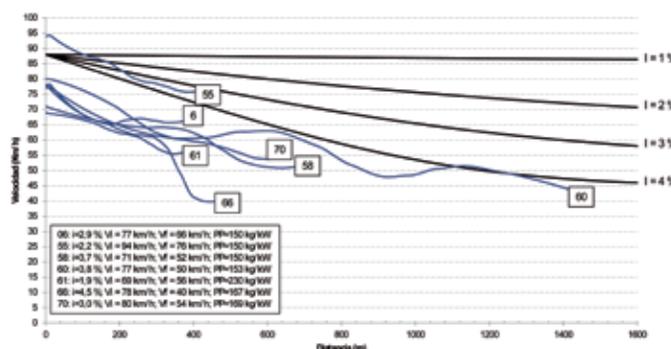


Figura 12: Comparación de datos empíricos con perfil de velocidad de la normativa Chilena

Conclusiones

Este artículo discute el patrón de comportamiento de perfiles de velocidad de vehículos pesados en pendientes ascendentes, en base a datos obtenidos en terreno. Se realizaron 70 mediciones de perfiles de velocidades en 6 rutas del sur de Chile mediante el método de seguimiento vehicular. Se utilizó un GPS de alta precisión que entrega datos discretos cada 0.1 s, lo que hace posible tener una visión global del comportamiento de la velocidad del camión en la pendiente. Luego del procesamiento de datos, se obtuvieron 51 perfiles de velocidad válidos para realizar el análisis. En este trabajo se consideraron las pendientes completas, y no sólo la parte homogénea de la pendiente, por lo cual el perfil de velocidad incluye los cambios de velocidad al inicio y fin de pendiente, producto



de las variaciones paulatinas de inclinación a la entrada y salida de la pendiente inducidos por curvas verticales. La velocidad de entrada a la pendiente está condicionada por la condición del trazado precedente. En terreno se verificó que la velocidad de entrada se distribuye normal, y que el percentil 85, correspondiente a la velocidad de operación, es superior al valor de velocidad empleado en la normativa de Chile. En este sentido, parece razonable aumentar la diversidad de posibilidades de velocidad de entrada a la pendiente considerando por ejemplo velocidades asociadas a terreno plano, ondulado y montañoso.

La velocidad de salida por el contrario, está condicionada por la longitud e inclinación de la pendiente, pero también por el peso/potencia del vehículo pesado. En terreno se observó que el 68% de los perfiles mostraba una ganancia de velocidad en el último tercio de la pendiente, resultado consistente con las observaciones de Verweij. Esto quiere decir que a la velocidad mínima se da que la fuerza tracción del vehículo en combinación con su peso, es superior a las fuerzas resistentes, quedando un remanente de potencia para acelerar, lo cual lleva a que el vehículo no alcance la velocidad de equilibrio, particularmente en pendientes con valores de CN bajos.

En base a la revisión de los perfiles obtenidos en terreno y a la literatura revisada, se concluye además que los fenómenos de transición de velocidad en la entrada y salida de las pendientes no están incluidos en los modelos físicos de la ecuación de equilibrio dinámico, por lo cual las condiciones iniciales no están debidamente incluidas en los modelos existentes. Asimismo, el efecto sobre la liberación de potencia en transiciones de pendientes heterogéneas es un fenómeno que no está suficientemente estudiado en los modelos, y que explica en parte las oscilaciones de velocidad observadas en los perfiles. Por lo tanto es necesario re-formular los modelos de cálculo de perfil de velocidad para incluir estos patrones de comportamiento en los modelos y aproximar de mejor manera los modelos al comportamiento empírico.

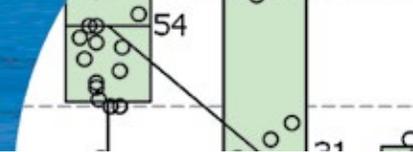
Una de las limitaciones de este trabajo fue el no contar con una estimación más precisa de la relación peso/potencia, debido a que no se contó en la investigación con plazas de pesaje móvil para obtener los datos de los vehículos seguidos. Por tal motivo se optó por realizar un retro cálculo en base a velocidades mínimas en perfiles similares

a los que establecen los modelos teóricos.

Otro aspecto no considerado fue la estimación en terreno de *headway* geo-referenciado producido entre el vehículo líder y el seguidor, lo cual permitiría una mejor estimación del error de medición de velocidad con el método de seguimiento vehicular. Por tal motivo se optó por realizar simulación de error en base a datos de terreno y modelos calibrados de brechas, con el fin de contar con un orden de magnitud del error de la medición realizada con el mecanismo de seguimiento vehicular. Se obtuvo un error medio entre 1 y 2.2 km/h, el cual se considera satisfactorio, que puede mejorarse mediante mediciones de *headway*.

Referencias

- AASHTO (2011). *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*. American Association of State Highway and Transportation Officials, USA
- Archilla, A. and Fernández de Cieza, A. (1996). Truck performance on Argentinean highways. *Transportation Research Record* 1555, 114 – 123
- AUSTROADS (2009). *Guide to Road Design Part 3: Geometric Design*. Association of Australian and New Zealand Road Transport and Traffic Authorities, Australia
- Che-Puan, O. (2004). Driver's car following headway on single carriageway roads. *Journal Kejuruteraan Awam* 16(2), 15 – 27
- DGC (1999). Norma 3.1-IC: Características geométricas: Trazado. Dirección General de Carreteras. Ministerio de Fomento, España
- Echaveguren T. y Vargas, S. (2007). Metodología de análisis y diseño de lechos de frenado. *Revista de Ingeniería de Construcción* 22(3), 175 – 184
- Echaveguren, T., Sepúlveda, P. y Vargas-Tejeda, S. (2011). Evaluación de precisión de mediciones de velocidad de operación en carreteras obtenidas con GPS. *XV Congreso Chileno de Ingeniería de Transporte*, Artículo #91, Santiago, Chile
- Echaveguren, T., Tudela, A. and Fonseca, C. (2013). Assessment of smoothing techniques applied to speed profiles measured with GPS RTK. *13th World Conference on Transport Research*, Rio de Janeiro, Brasil
- Fitch, J.W. (1994). *Motor truck engineering handbook*. 4th ed. SAE, USA

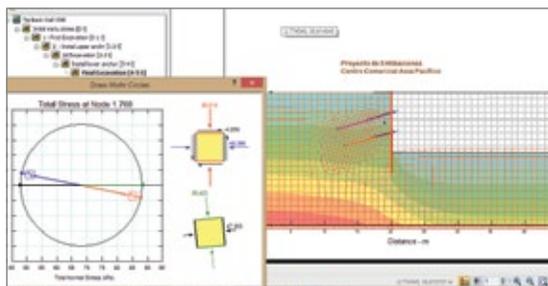


- Gaziz, D.C., Herman, R. and Rothery, R.W. (1961). Nonlinear follow-the-leader models of traffic flow. *Operations Research* **9**(4), 545 – 567
- Gillespie, T.D. (1985). Methods for predicting truck speed loss on grades. Report UMTRI – 85 – 39/1. University of Michigan Transport Research Institute, USA
- INVIAS (2008). Manual de Diseño Geométrico, Instituto Nacional de Vías. Ministerio de Transportes. Colombia
- Lan, Ch-J. and Menendez, M. (2003). Truck speed profile models for critical length of grade. *Journal of Transportation Engineering* **129**(4), 408 – 419
- Lee, S. and Lee, D. (2000). Validation of the 10 MHP rule in highway design consistency procedure. *Proceedings of 2nd International Symposium on Highway Geometric Design*, Germany, 364 – 376
- MOP (2010). Instrucciones y Criterios de Diseño. Manual de Carreteras, Volumen 3. Ministerio de Obras Públicas, Chile
- Racelogic (2008). VBOX Mini User Guide. UK
- Rakha, H., Lucic, I., Demarchi, S.H., Setti, J.R. and Van Aerde, M. (2001). Vehicle dynamics model for predicting maximum truck acceleration levels. *Journal of Transportation Engineering* **127**(5), 418–425
- Rakha, H. and Lucic, I. (2002). Variable power vehicle dynamics model for estimating truck accelerations. *Journal of Transportation Engineering* **128**(5), 412 – 419
- Rakha, H. and Yu, B. (2004). Truck performance curves reflective of truck and pavement characteristics. *Journal of Transportation Engineering* **130**(6), 753 – 767
- Verweij, C.A. (2000). Evaluating truck speeds on vertical alignments. *Proceedings of 2nd International Symposium on Highway Geometric Design*, Germany, 486 – 498
- TRB (2000). Highway Capacity Manual, Transportation Research Board, Washington D.C. USA
- Wong, J.Y. (2001). *Theory of ground vehicles*. 3rd ed. Wiley, New York
- Wolshon, B. and Hatipkarasulu, Y. (2000). Results of car following analyses using global positioning system. *Journal of Transportation Engineering* **126**(4), 324 – 331

Laboratorio Especializado de Mecánica de Suelos



Laboratorio de Mecánica de Suelos



Estudios de Geotecnia



Estudios Geofísicos (DS N° 61)

Investigación de Terreno

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

Modelamiento Numérico

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

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

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

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

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



Consultas e Información:

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

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



Aspectos de diseño y seguridad en apartaderos de túneles de carretera

Design and safety issues in lay-bys of road tunnels

Fecha de entrega: 29 de mayo 2015

Fecha de aceptación: 2 de noviembre 2015

Fernando Hacar, Jimmy Jönsson y Gabriele Vigne

JVVA Fire & Risk, Velázquez 157, Ibercenter, 28002 Madrid, España, fernando.hacar@jvvafire.com, jimmy.jonsson@jvvafire.com, gabriele.vigne@jvvafire.com

Los apartaderos o lay-bys en túneles de carretera se construyen para ser empleados durante la explotación del túnel, tanto por los usuarios en caso de emergencia como por los servicios de explotación. Según la normativa específica de cada país, a partir de cierta longitud del túnel, entre otros factores, se han de construir dichos apartaderos a determinadas distancias entre ellos. La geometría de los mismos presenta alguna diferencia entre las diferentes normativas. Se exponen algunas de dichas normativas. Los apartaderos también presentan algunos aspectos sobre los que se reflexiona, comenzando para ello con el conocimiento de accidentes habidos en diversos túneles por colisión frontal, o más o menos descentrada, de vehículos ligeros y pesados contra el paramento final de los apartaderos. Las soluciones para mitigar los efectos de ese tipo de colisiones, muy frecuentemente con graves consecuencias para los ocupantes de los vehículos, han de ser objeto de estudios que contemplen ensayos físicos que validen los sistemas de protección que se instalen en los túneles.

Palabras clave: túnel, accidentes, colisión, apartaderos

Lay-bys in road tunnels are built to be used during tunnel operation, both for users in case of emergency and for operating services. According to the specific regulations of each country, after a certain length of the tunnel, among other factors, those lay-bys need to be built at certain distances between them. The geometry of the lay-bys presents differences depending on the different regulations. Some of these regulations are presented in this article. Lay-bys also present some issues that need special attention, like the knowledge of accidents that have occurred in various tunnels due to frontal collisions, more or less offset, of light and heavy vehicles against the facing end of the lay-bys. The solutions to mitigate the effects of such collisions, very often with serious consequences for the occupants of the vehicles, need be addressed through physical testing that can validate the protection systems to be installed in the tunnels.

Keywords: tunnel, accidents, crash, lay-bys

Introducción

Muchos túneles no disponen de carriles de emergencia o arcenes suficientemente anchos -de más de 2.5 m- para los vehículos que por alguna razón se vean obligados a detenerse dentro del mismo. Los apartaderos (anchurones para aparcamiento, *lay-bys*, *emergency stop*) permiten que los vehículos se detengan en un túnel sin bloquear el carril de circulación, reduciendo las perturbaciones al tráfico y el riesgo de colisión (Figura 1a). Es más seguro para los ocupantes del vehículo detenido salir del mismo en un apartadero, y especialmente para las personas discapacitadas, para, por ejemplo, usar un teléfono de emergencia (Figura 1b). Igualmente son utilizados para labores de mantenimiento del túnel ya que garantizan un estacionamiento seguro para los vehículos.

Para definir geoméricamente la sección interior de un túnel se deben dibujar las diferentes secciones correspondientes a los diferentes peraltes en ambos sentidos de las curvas, esto es, en ambos signos del peralte, y trazar la curva óptima que satisfaga a todas esas diferentes secciones. Normalmente se define una única sección tipo interior final para el túnel acabado con las diferencias debidas a los diferentes peraltes, exceptuando zonas concretas, como los apartaderos cuya sección debe ser estudiada de forma específica. En esos estudios para la definición de la sección del túnel se han de considerar también los servicios que puedan ser necesarios instalar, como por ejemplo ventilación, conducciones bajo calzada, caces para la evacuación de vertidos, arquetas, pozos de registro, así como la posibilidad de tener que emplear un tipo o más de sostenimientos y contrabóvedas (Figura 2).

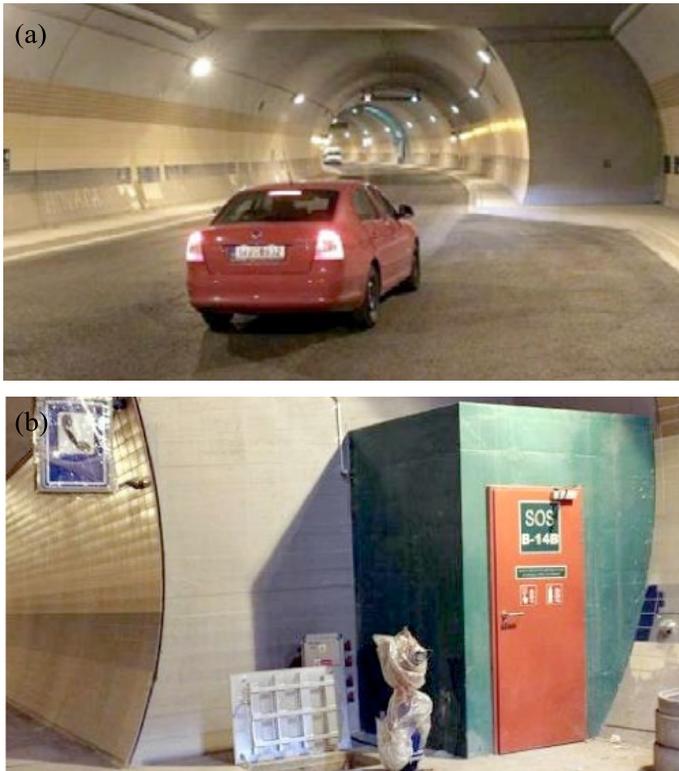


Figura 1: Apartaderos en túnel Blanka, Praga (MAFRA, 2014)

La definición de una sección diferente a la del resto del túnel para los apartaderos obligará a un sistema específico de construcción, y si se emplean carros de encofrados para realizar el revestimiento definitivo, éstos deberán estar especialmente diseñados para permitir el trabajar con esa sección diferente del túnel (Figura 3). Aunque no siempre se emplean pues puede realizarse el hormigonado por sistemas tradicionales de encofrado.

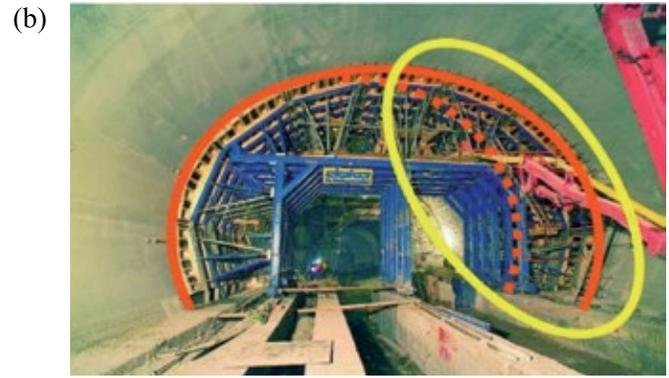
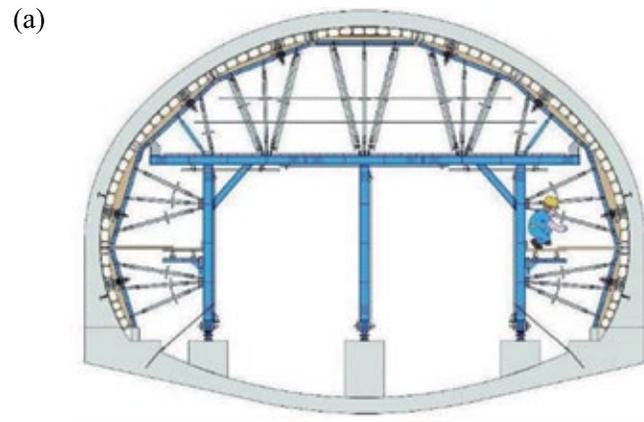


Figura 3: a) Encofrado para los apartaderos y b) túnel de Javorova, autopista A-6, Croacia (DOKA, 2007)

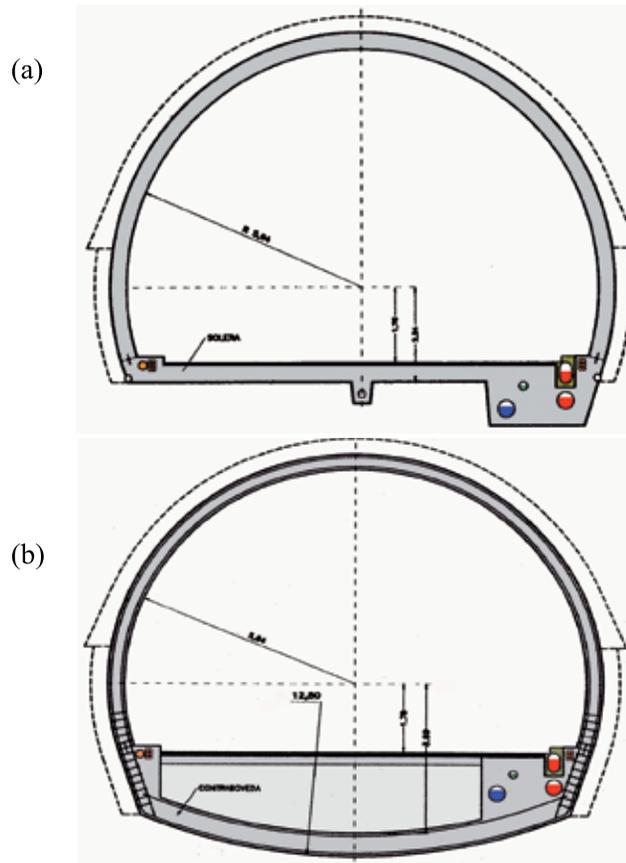


Figura 2: Ejemplo de dos secciones definidas para un mismo túnel, a) sección tipo ordinaria y b) sección tipo de un tramo con contrabóveda

Como otro ejemplo, la Figura 4 muestra una sección en el túnel de Marcavalle, Perú.

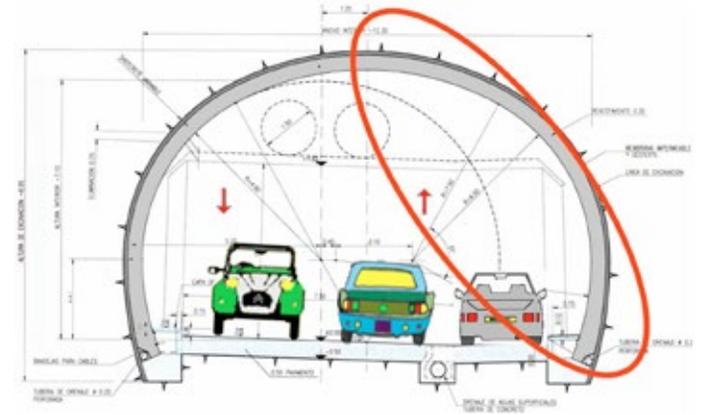


Figura 4: Sección en zonas de apartaderos, túnel Marcavalle, Oroya, Perú (Samaniego *et al.*, 2008)



Normativa y estudios relativo a apartaderos

Dossier Pilote des Tunnels

En el Dossier Pilote des Tunnels (CETU, 1976) se propone para los apartaderos la geometría mostrada en la Figura 5.

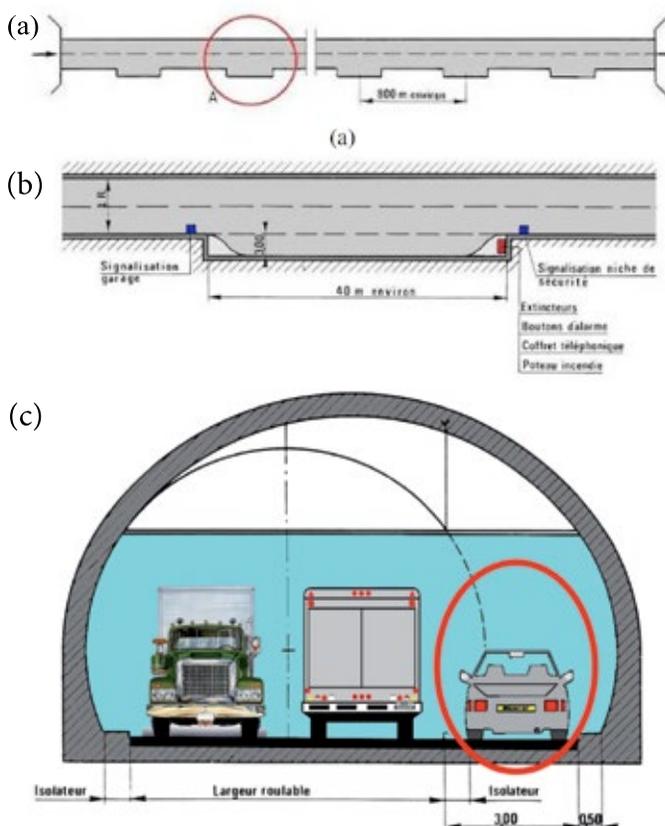


Figura 5: Geometría de los apartaderos, a) planta, b) detalle A y c) sección transversal (CETU, 1976)

Circular Interministerial francesa

La Circular Interministerial francesa (CIF, 2000) señala que, en túneles de más de 1000 m de longitud que no dispongan de anchura disponible en el arcén lateral de emergencia para rebasar a un vehículo detenido se construirán apartaderos cada 800 m, distancia que se modulará según las pendientes longitudinales del túnel. Una nueva circular CIF (2006) relativa a la seguridad de túneles de carreteras de longitud superior a 300 m anula a la CIF (2000) a excepción del Anexo 2, que se mantiene en vigor.

Norma de Austria

La norma de Austria (RVS 9281, 2002), indica que en túneles unidireccionales de más de 1000 m se dispondrán

los apartaderos en el hastial derecho. En los bidireccionales de longitud mayor de 1000 m estarán ubicados a ambos lados de la calzada, y -si las condiciones geológico-geotécnicas lo permiten- deben disponerse de manera tal que los apartaderos de una y otra calzada queden exactamente enfrentados. La distancia entre los apartaderos consecutivos y la distancia del primer y último al portal será de 1000 m. La longitud de los apartaderos será de 40 m, longitud que deberá aumentarse para la colocación (si se considera necesaria su instalación en el paramento terminal del apartadero) de amortiguadores de impacto (Figura 6). Los teléfonos de emergencia se situarán inmediatamente antes del apartadero según el sentido de avance del tráfico.

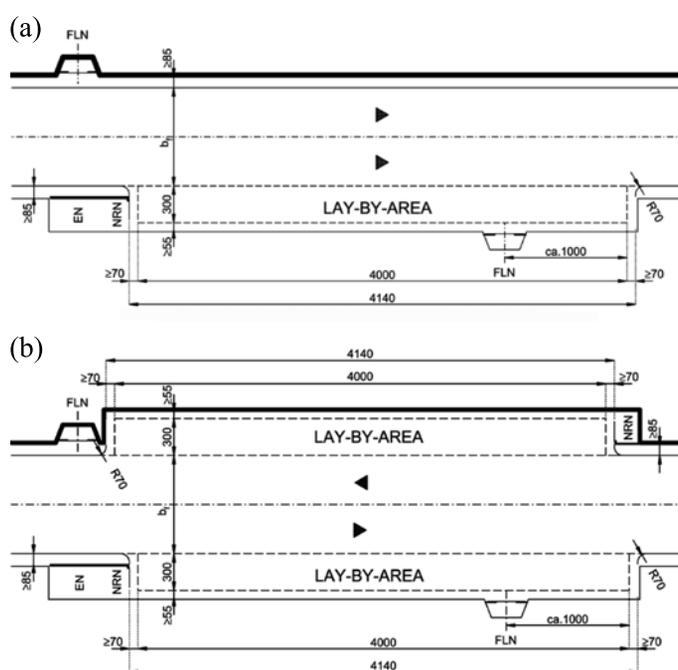


Figura 6: a) Geometría de los apartaderos para túneles unidireccionales y b) bidireccionales. EN: nicho de instalaciones eléctricas, NRN: nicho con teléfono de emergencia y FLN: nicho para extinción de fuego (RVS 9281, 2002)

Norma de Suiza

La norma de Suiza (SIA 197/2, 2003) señala que en túneles bidireccionales se ubicarán apartaderos, alternativamente, cada 600 a 900 m. En los túneles unidireccionales no se prevé dotarlos de apartaderos excepto aquellos que sean precisos para los locales técnicos que no dispongan de acceso desde el exterior. Si la carretera no dispone de arcenes, en las proximidades a las bocas -en el exterior del túnel- se instalarán apartaderos en ambos sentidos de



tráfico (si ello es posible). Dichos apartaderos serán del mismo tamaño que los de interior del túnel (Figuras 7 y 8).

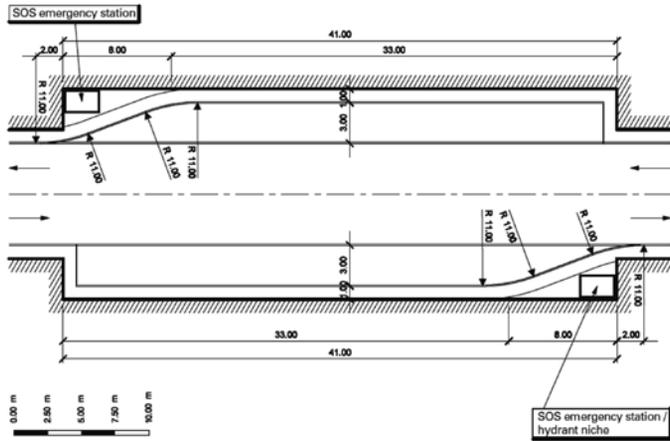


Figura 7: Geometría de los apartaderos según norma Suiza (SIA 197/2, 2003)

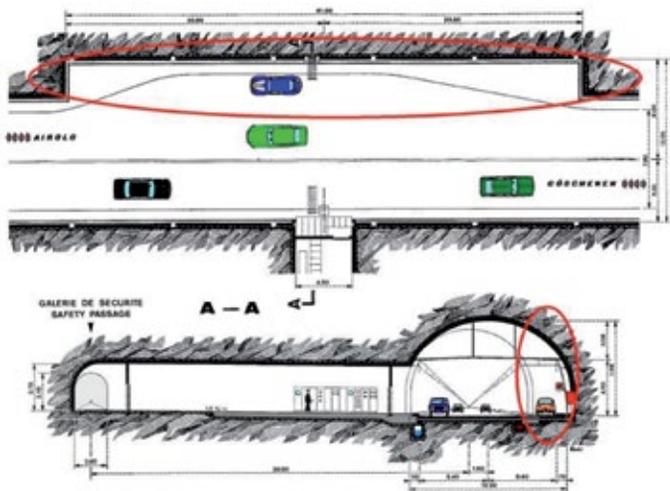


Figura 8: Apartaderos y conexión con la galería de seguridad. Túnel de San Gotardo, Suiza (Lombardi y Haerter, 1972)

Norma de Noruega

La norma de Noruega (NPRA, 2004) establece las categorías de túneles como punto de partida para el diseño de la sección transversal, número de carriles, necesidad de los apartaderos y galerías de retorno, así como el equipamiento de seguridad. Las categorías de túneles se basan en el volumen de tráfico y en la longitud del túnel. El volumen de tráfico se expresa en AADT (*Annual Average Daily Traffic*) o tráfico total anual dividido entre 365 considerando ambos sentidos. La categoría del túnel se determina de acuerdo con el AADT estimado 20 años

después de la puesta en servicio, AADT(20) (Figura 9). La necesidad y distancia entre apartaderos se establece, como ya se ha dicho, en función de la categoría del túnel. En túneles bidireccionales también se instalarán galerías de retorno para vehículos pesados (los apartaderos también podrán ser empleados para retorno de vehículos ligeros). En túneles largos bidireccionales además se prevé la construcción de galerías de retorno que posibiliten el cambio de sentido para la maquinaria de vialidad invernal (Tabla 1).

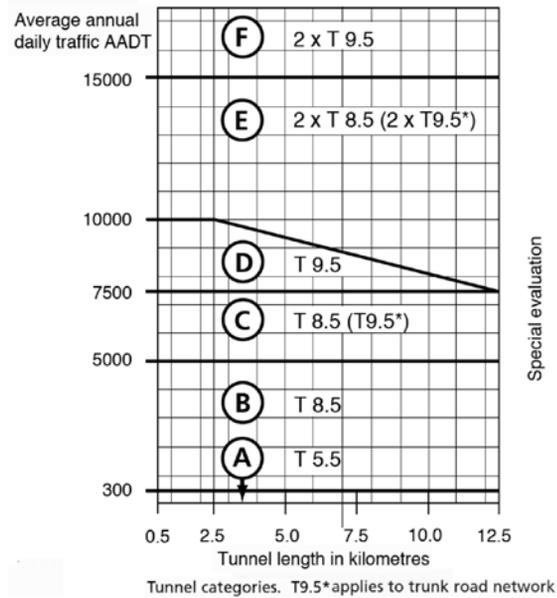


Figura 9: Categoría de Túneles según el AADT(20) y la longitud en km (NPRA, 2004)

Tabla 1: Distancias entre apartaderos y galerías de retorno. Dependiendo de la geología y de la geotecnia estas distancias podrán modificarse hasta ± 50 m en apartaderos y ± 100 m en galerías de retorno (NPRA, 2004).

Categoría del túnel	Distancia entre apartaderos, m	Distancia entre galerías de retorno, m
A	-	-
B	500	2000
C	375	1500
D	250	1000
E, F	500	-

La Figura 10 muestra la geometría de tanto los apartaderos como de la galería de retorno que se han comentado.

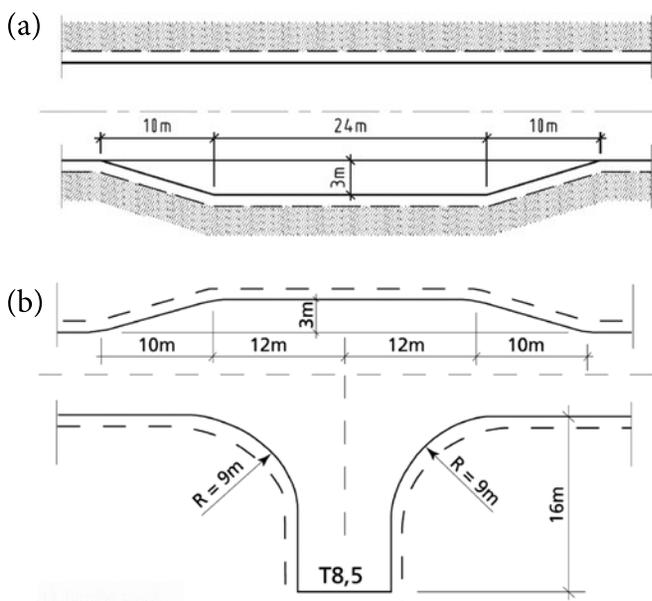


Figura 10: a) Geometría de apartaderos y b) geometría de la galería de retorno para vehículos pesados (NPRA, 2004)

Directiva Europea

La Directiva Europea (2004) para túneles de la red Trans-Europea de carreteras -de más de 500 m de longitud- referente a los requisitos mínimos de seguridad en los túneles de carreteras para garantizar un nivel mínimo de seguridad en los túneles a los que se aplica, señala para los apartaderos:

Apartaderos:

- En los túneles bidireccionales en fase de proyecto o construcción de longitud mayor de 1500 m, con un volumen de tráfico superior a 2000 veh/carril, deberán habilitarse apartaderos a distancias no superiores a los 1000 m, caso de que no estén previstos carriles de emergencia o arcenes de anchura superior a 2.5 m.
- En los túneles bidireccionales ya existentes de longitud mayor que 1500 m, con un volumen de tráfico superior a 2000 veh/carril, que no dispongan de carriles de emergencia, se evaluará la viabilidad y eficacia de dotarlos o no de apartaderos mediante los pertinentes análisis de riesgo.
- En los restantes túneles en los que sea requisito la disposición de apartaderos, de acuerdo con el apartado "Equipamiento mínimo según la tipología de túnel

(Túneles unidireccionales de longitud mayor que 1000 m)", cuando las características de la construcción del túnel no lo permitan o sólo lo permitan con costes desproporcionados, no será preciso habilitar apartaderos si la anchura total del túnel accesible para los vehículos, excluyendo las partes elevadas y los carriles normales de circulación, sea al menos igual a la anchura normal de un carril.

- Los apartaderos contarán con un puesto de emergencia.

La Tabla 2 resume lo dicho.

Tabla 2: Necesidad de apartaderos

Tipo de túnel	Longitud y tráfico	Nota
Túneles bidireccionales en fase de proyecto o construcción y sin carriles de emergencia o arcenes de anchura > 2.5 m	L > 1500 m y volumen de tráfico > 2000 veh/carril Distancia entre apartaderos ≤ 1000 m	
Túneles bidireccionales existentes y sin carriles de emergencia	L > 1500 m y volumen de tráfico > 2000 veh/carril Distancia entre apartaderos ≤ 1000 m	Se evalúa la viabilidad y eficacia según análisis de riesgo
Túneles unidireccionales	L > 1500 m Distancia entre apartaderos ≤ 1000 m	Cuando las características de la construcción del túnel no lo permitan o sólo lo permitan con costes desproporcionados, no será preciso habilitar apartaderos si la anchura total del túnel accesible para los vehículos, excluyendo las partes elevadas y los carriles normales de circulación, sea al menos igual a la anchura normal de un carril.



Si alguno de esos requisitos que establece la Directiva Europea no fuera satisfecho en un túnel, la propia Directiva establece un procedimiento para lograr la aceptación de esa desviación. No obstante, es importante anotar que en el caso de los apartaderos no se acepta desviación alguna. La Directiva Europea puntualiza que no se permitirá desviación alguna de los requisitos establecidos por la propia Directiva en los siguientes elementos de seguridad: emisoras de emergencia, señales, apartaderos, salidas de emergencia, y retransmisión por radio.

Algunos problemas relacionados con los apartaderos

Si bien los apartaderos en túneles de carretera pueden ser de ayuda en determinados casos, también presentan algunos aspectos sobre los que conviene reflexionar. El apartado que ahora nos ocupa se centrará en la presentación de algunos accidentes en los apartaderos. Es importante prestar atención en los paramentos extremos de los apartaderos para evitar que ofrezcan una cara perpendicular al sentido de la circulación pues un impacto de un vehículo sería una colisión frontal o más o menos descentrada, es decir, cuando no todo el frontal del vehículo choca contra el objeto, sino que la colisión se concentra en una porción de éste contra un muro y podría tener consecuencias de importancia. A continuación se presentan casos de accidentes recientes en los que un vehículo colisionó contra los extremos de apartaderos.

Túnel de Sierre

El 13 de marzo de 2012, en el túnel suizo de Sierre (Autopista A-9, cerca de Sierre, Cantón de Valais, Francia), un autocar pierde el control e impacta contra el muro del extremo final de uno de los apartaderos. En el autobús viajaban 52 personas: fallecieron 22 niños y 6 adultos, 24 niños resultaron heridos. Se trata de un túnel unidireccional, de 2460 m de longitud, inaugurado en 1999, proyectado según las actuales normativas, disponiendo entre otros elementos de seguridad de salidas de emergencia cada 300 m, extintores y teléfonos de emergencia cada 150 m, y apartaderos cada 600 m (Figuras 11 y 12).

Accidentes en España

Los muros extremos finales de los apartaderos han influido en mayor o menor medida en el resultado de los accidentes.



Figura 11: Túnel de Sierre, Suiza, a) planta general del túnel y b) planta de detalle del apartadero (FEDRO, 2012)



Figura 12: Túnel de Sierre, Suiza, a) vista de las bocas y b) accidente con colisión de un autobús con el final de un apartadero (fuente: Excite Network)



Los tres casos de accidentes han sido en los siguientes túneles:

i) Túnel de El Perdón, Autovía del Camino, A-12, Navarra, de 1170 m de longitud, 15 de enero de 2010, 1 herido (Figura 13). iia) Túnel de Priañes, Autovía A-63, Asturias, de 620 m de longitud: 1 de febrero de 2012 (Noticias de Grao, Periódico La Voz de Asturias), falleció el conductor del vehículo. iib) Túnel de Priañes, 18 de septiembre de 2014 (elcomercio.es), una furgoneta colisionó por detrás contra un turismo (Renault Clio), éste perdió el control y chocó contra el hastial en el borde del muro final del apartadero, fallecieron los 2 ocupantes del turismo.



Figura 13: Túneles de El Perdón. Colisión de un vehículo contra el final de un apartadero, 15 enero 2010 (fuente: j.bergasa.noticiasdenavarra.com)

Estudios en la República de Slovenia

Según el estudio de Sajovic (2014), en la República de Slovenia, desde el año 2010 hasta octubre del 2014, 13 personas murieron en impactos contra los muros finales de los apartaderos. Los conductores circulaban solos en sus vehículos, excepto en un caso. Sólo en dos casos se confirmó el suicidio. El número de túneles era 21, el número de túneles con apartaderos 6, el número de apartaderos 24 y la velocidad máxima en los túneles 100 km/h. A partir del análisis de las imágenes de video, se establece las trayectorias de los vehículos que colisionaron. Por otro lado, Sajovic (2014) señala que en un apartadero de 40 m de longitud, el mínimo necesario para las maniobras de entrada y salida de un vehículo pesado con remolque es de 36 m, habiendo por lo tanto una disponibilidad para instalar los sistemas de protección de 4 m.

El autor citado informa de la modelización computacional llevada a cabo por la Facultad de Ingeniería Mecánica de la Universidad de Ljubljana (Slovenia), habiéndose

simulado conforme a la Norma UNE EN 1317-3 (2011) tres tipos de defensas: i) barrera de contención metálica de 4 m de longitud, ii) barrera de contención metálica de 8 m longitud y iii) atenuador de impacto modificado de 4 m de longitud y 2 m de ancho. El estudio concluye que para los túneles existentes la solución más favorable es la que emplea el atenuador de impacto modificado: pero para obtener el Certificado CE se han de realizar ensayos físicos de choque (ver Figura 14).

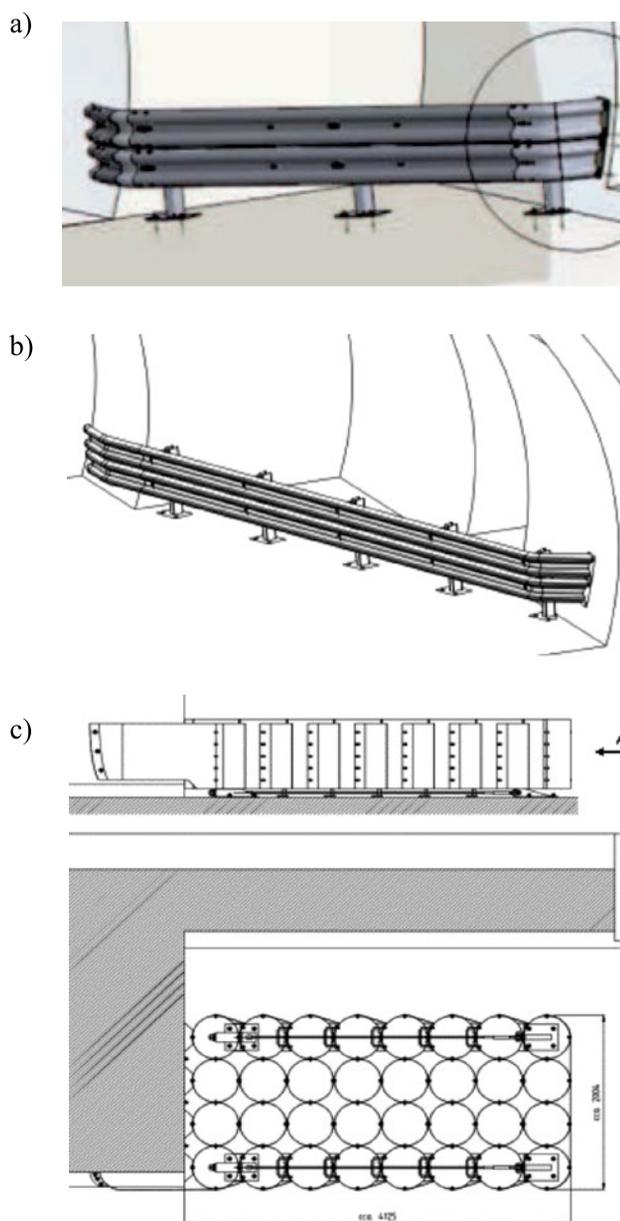


Figura 14: Barrera de contención metálica de a) 4 m y b) 8 m de longitud y c) atenuador de impacto modificado de 4 m de longitud y 2 m de ancho (Sajovic, 2014)



Conclusiones

Se presentan antecedentes de accidentes relacionados con apartaderos en túneles de carreteras, los cuales dan a conocer posibles problemas en los diseños de los paramentos extremos de los mismos. Es muy frecuente construir dichos extremos perpendiculares al sentido del tráfico. En aquellos casos en los que los extremos se construyen oblicuos al sentido del tráfico solían serlo más por razones de trazado en la idea de facilitar a los usuarios tanto las entradas como las salidas a los mismos, y no tanto por razones de seguridad frente a impactos: en algunos casos un bordillo y/o cebreado marca el trazado de entrada y salida a los mismos.

El grave accidente del túnel suizo de Sierre -así como otros habidos en otros túneles con vehículos ligeros- aconsejan reflexionar al respecto de aquellos factores que hayan podido influir o agravar el accidente, así como en las posibles medidas a tomar para evitarlo -o mitigar sus efectos- en un futuro. Parece que la existencia de paredes perpendiculares y muy posiblemente también las que se construyen con cierto ángulo estricto al sentido del tráfico y sin protección de los apartaderos deben ser consideradas peligrosas. Este peligro es especialmente relevante en el espacio confinado de un túnel, un peligro que se acentúa por el hecho de que sólo la más mínima desviación de la trayectoria del conductor a la derecha (la existencia de apartaderos está asociada en general a la existencia de un arcén insuficiente) si es que ocurre exactamente en el momento equivocado, podría dar lugar a un impacto severo en el muro extremo del apartadero.

Tal vez la protección para mitigar los daños en caso de impacto en túneles existentes puedan diseñarse empleando elementos tales como barreras de seguridad metálicas, barreras de hormigón y atenuadores de impacto. Las soluciones no son evidentes y han de ser estudiadas con rigor -y para el caso específico del objeto de estudio- para que sean realmente eficaces. En esos estudios han de involucrarse expertos en sistemas de contención de vehículos, así como deben realizarse ensayos físicos a escala real.

También debe reflexionarse el uso real de esos apartaderos. En proyectos nuevos debe evaluarse la conveniencia de dotar a los túneles de anchura suficiente en la plataforma

de rodadura para que no sean necesarios los apartaderos. En los nuevos proyectos tal vez sea aconsejable diseñar los extremos finales de los apartaderos con ángulos mucho más suaves, del orden de 1:20 respecto a dirección del carril derecho de la calzada. En túneles existentes construidos con apartaderos debería reflexionarse sobre la necesidad de tener operativos dichos apartaderos: el índice de utilización de los apartaderos por vehículos averiados es bastante bajo: tan sólo el 20% (AIPCR, 2011).

Referencias

- AIPCR (2011). Manual de Túneles de Carretera. 7. Obras específicas necesarias para la explotación y seguridad. 7.2. Obras destinadas a los vehículos. Asociación Mundial de Carreteras. <http://tunnels.piarc.org/es/preambulo/>
- CETU (1976). Dossier Pilote des Tunnels. Ministère de l'Équipement du Logement. CETU: Centre d'Études des Tunnels, Lyon, France
- CIF (2000). Circulaire Interministerielle N° 2000-63 DU relative à la sécurité dans les tunnels du réseau routier national. Ministère de l'Intérieur; Ministère de l'Équipement des Transports et du Logement
- CIF (2006). Circulaire Interministerielle N° 2006-20. Annexe n° 2. Instruction technique relative aux dispositions de sécurité dans les nouveaux tunnels routiers: Conception et Exploitation. Ministère de l'Intérieur; Ministère de l'Équipement des Transports et du Logement
- Directiva Europea (2004). Requisitos mínimos de seguridad para túneles de la red Europea de carreteras. Directiva 2004/54/CE del Parlamento Europeo y del Consejo de la Unión Europea. Diario Oficial de la Unión Europea
- DOKA (2007). Encofrados para túneles. Jornada técnica austríaca de construcción de túneles y tecnología de ferrocarril. Oficina Comercial de la Embajada de Austria. 6 de marzo 2007
- FEDRO (2012). Fatal coach crash in the Sierre tunnel on 13 March 2012. The Swiss Federal Roads Office.
- Lombardi, G. et Haerter, A. (1972). N2 Le tunnel routier du St-Gothard: Le projet du tunnel. Service Topographique Fédéral
- MAFRA, s.a. (2014). Zabedněný a opuštěný. Prokletý tunel Blanka mří před soud. 2 de octubre de 2014 (en checo)



Norma UNE-EN 1317-3 (2011). Sistemas de contención para carreteras. Parte 3: Clases de comportamiento, criterios de aceptación para el ensayo de impacto y métodos de ensayo para atenuadores de impactos.

NPRA (2004). Road Tunnels. Manual 021. Norwegian Public Roads Administration.

RVS 9281 (2002). Planning guidelines. Operating and safety facilities constructions. Bearbeitet von der österreichischen Forschungsgemeinschaft Straße und Verkehr FSV, Arbeitsgruppe, Tunnelbau, Arbeitsausschuss, Betriebs- und Sicherheitseinrichtungen, Austria

Sajovic, J. (2014). The Technology of Highway Safety. Lay-bys and protection against lateral obstacles: Situation in Slovenia. 2014 IBTTA Global Summit. Innovations & Technologies for Sustainable Mobility, Environment and Road Safety. Prague, Czech Republic. October 19-21, 2014.

Samaniego, A., Felix, O. y Soldi, C. (2008). Estudios de Ingeniería del Túnel Marcavalle en la Vía de Evitamiento la Oroya, Perú. 2° Congreso Brasileiro de Túneles y Estructuras Subterráneas. Seminario Internacional South American Tunnelling (SAT'2008). São Paulo, Brasil, 23-25 junio 2008.

SIA 197/2 (2003). Design of Tunnels: Road Tunnels. Schweizer Norm. Swiss Society of Engineers and Architects. Zurich, Switzerland.



EecoLab Ltda.

Laboratorio de Suelos, Ensayos y Control de Obras

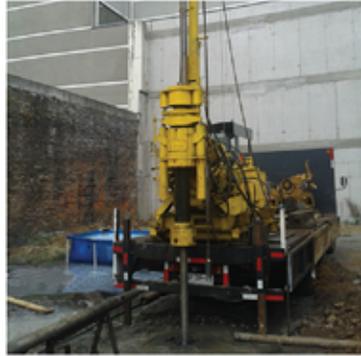
Presente en todas las etapas de su proyecto



Mecánica de Suelos

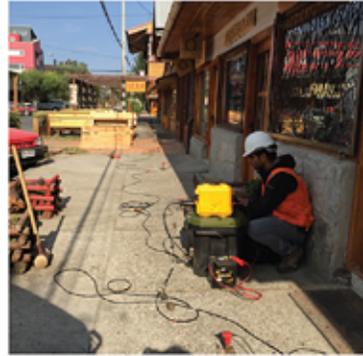
Toda obra de Ingeniería Civil transmite cargas al suelo de una u otra forma. Por lo tanto el objetivo principal de la Mecánica de Suelos es estudiar el comportamiento del suelo como base de sustentación de estas estructuras o para ser usado como material de construcción.

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



Sondajes Geotécnicos

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



Geofísica

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



Control de Obras

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

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

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

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



*alcance disponible en nuestro sitio web

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

Evaluación de un puente de vías férrea mediante ensayos estructurales y modelación computacional

Evaluation of a railway bridge through structural tests and computational modelling

Fecha de entrega: 16 de junio 2015

Fecha de aceptación: 11 de noviembre 2015

Rafael Ramírez Díaz¹, Yudiel Gámez Breto¹, Hamlet Pérez Lecusay¹ y Ernesto Chagoyén Méndez²

¹ Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas, Oficina de Consultoría y Diseño, Calle 100 No. 9107 Entre Vento y 16, Boyeros, La Habana, Cuba, rafael@enia.co.cu, ygamez@enia.co.cu, hperez@enia.co.cu

² Universidad Central de las Villas, Facultad de Construcciones, Carretera a Camajuani kilómetro 5½, Santa Clara, Villa Clara, Cuba, chagoyen@uclv.edu.cu

La reanimación de la vía férrea que enlaza la Zona de Desarrollo Integral del Mariel con la Habana es una actividad de crucial importancia para la economía cubana. Entre los elementos que conforman dicha vía se encuentran una serie de puentes, que precisan ser revisados y comprobados estructuralmente, para determinar su capacidad resistente ante las nuevas cargas que sobre ellos actuarán. La investigación se centra en el estudio de la capacidad estructural del puente que atraviesa la Autopista Habana – Pinar del Río. Para ello se aplicó un procedimiento de investigación que comprende la evaluación visual de la estructura, la realización de ensayos de diagnóstico estructural: auscultación ultrasónica, extracción de muestras de hormigón y detección de aceros de refuerzo. Además se realizaron pruebas de carga estáticas y dinámicas y la modelación computacional de la estructura basada en el Método de Elementos Finitos. Se logró determinar el estado actual de los materiales componentes del puente, se identificaron los modos propios de oscilación del puente, el período fundamental de vibración $T = 0.32$ s. A partir de los resultados obtenidos en el proceso de caracterización estructural y con la realización de ensayos de carga se logró la creación de un modelo computacional con un nivel de correspondencia del 96.2% con la respuesta del elemento estudiado, a partir del cual se identificaron y establecieron los límites de velocidad y carga de los trenes que pueden circular por el puente.

The reactivation of the railroad that connects the Area of Integral Development of Mariel with Havana city is an activity of crucial importance for the Cuban economy. Among the elements that define this railroad, there are a series of bridges, which needs to be structurally checked, aiming to determine their resistance under the action of new loads coming from the exploitation of the Commercial Development Area of Mariel. This work is focused on the study of the structural capacity of the bridge that crosses the Havana-Pinar del Río Motorway. Research procedure includes the recognition and visual evaluation of the elements, tests of structural diagnosis, static and dynamic load tests, and computational modelling of the structure and its ulterior calibration based on the tests developed. As results, the current state of the component materials of the bridge was determined; based on static and dynamic load tests and FEM modelling mode shapes, frequencies and a period of fundamental mode of vibration of $T = 0.32$ s were obtained. Also computational calibrated model with a 96.2% of coincidence with the real behaviour of the structure was developed. Based on such a model, speed exploitation limits and load limits were established for train circulating on the monitored bridge.

Palabras clave: análisis estructural, pruebas de carga, modelación MEF, resonancia lateral del puente

Keywords: structural analysis, load testing, FEM modelling, swing bridge resonance

Introducción

La verificación estructural es un proceso tanto o más complejo que el proceso de diseño estructural, puesto

que se debe pronosticar el comportamiento de las estructuras a partir de información que por lo general no se encuentra disponible. Por esta razón y en forma previa a la

verificación se debe efectuar un minucioso estudio de las propiedades mecánicas de los materiales presentes en la edificación, una prospección de su estado, la verificación de los detalles del refuerzo efectivamente dispuesto en la obra y la corroboración de dimensiones, modificaciones y cargas existentes en la estructura. Durante este proceso de verificación estructural se recurre a diferentes herramientas como la realización de ensayos de caracterización de materiales, la aplicación de ensayos estructurales de tipo estático y dinámico y la modelación computacional por el método de los elementos finitos. Utilizando para la obtención de los resultados varios métodos del análisis estructural entre los que se destacan el análisis estático y dinámico de estructuras.

El análisis estático de estructuras es el proceso sistemático que concluye con el conocimiento de las características de su comportamiento bajo un cierto estado de cargas, las cuales no dependen del tiempo. Se incluye, habitualmente, bajo la denominación genérica de estudio del comportamiento tanto el análisis de los estados tensional y deformacional alcanzados por los elementos y componentes físicos de la estructura como la obtención de conclusiones sobre la influencia recíproca con el ambiente o sobre sus condiciones de seguridad. El análisis dinámico de estructuras se refiere al análisis de las oscilaciones o vibraciones que puede sufrir una estructura alrededor de su posición de equilibrio. El análisis dinámico es importante porque ese movimiento oscilatorio produce una modificación de las tensiones y deformaciones en el tiempo, incluyendo la posibilidad de ocurrencia de resonancia (Kiseliov, 1983).

Otra herramienta fundamental de los estudios de verificación estructural son los ensayos de diagnóstico estructural. Ellos brindan gran parte de la información necesaria para caracterizar una edificación, específicamente desde el punto de vista de la caracterización de los materiales y de la geometría. Entre los ensayos de diagnóstico más utilizados a nivel mundial se encuentran: levantamientos patológicos para detectar, clasificar y cuantificar los deterioros, esclerometría, ultrasonido, extracción de testigos, carbonatación, detección y ubicación de acero de refuerzo, concentración de iones cloruros, concentración de sulfatos, nivel de pH y pruebas de carga.

Las pruebas de carga son ensayos que se realizan cuando

existen incertidumbres sobre la estabilidad, funcionalidad o durabilidad de una estructura, además cuando ha estado sometida a un evento extremo y se tienen dudas acerca de su funcionamiento. Su fin principal es verificar el comportamiento de una estructura ya construida tras la aplicación de una determinada carga, generalmente superior a la de servicio. Como en la práctica no es posible someter a una estructura completa a estos ensayos (a excepción de puentes) la prueba se limita a las zonas más representativas o a las que presentan una patología determinada. Las pruebas de carga estática se aplican y retiran de forma progresiva. Son las ejecutadas en mayor número y frecuentemente son las que se realizan en edificaciones. Su fundamento se basa en la aplicación uniforme y controlada de cargas verticales sobre una determinada superficie, y se obtiene información a través del control de las deformaciones y/o posibles fisuras o defectos que puedan aparecer. Esta prueba es aplicable fundamentalmente a elementos o estructuras que pueden sufrir deformaciones apreciables bajo una determinada carga y cuya rotura se produce tras deformaciones significativas; es decir fluyen antes de un posible colapso.

Las pruebas de carga dinámicas son indicadas para estructuras en las que se prevea un considerable efecto de vibraciones, como ocurre en puentes y en estructuras industriales. Consisten en simular acciones mediante golpes, impactos, el paso de vehículos o personas que logren producir cambios en la estructura para realizar el análisis; posteriormente se analiza la respuesta de dicha estructura mediante la instrumentalización previamente instalada (Ewins, 2000).

El estudio y detección de daños estructurales mediante la utilización de mediciones dinámicas y la complementación utilizando la modelación computacional a través del método de los elementos finitos, es el objetivo de numerosas investigaciones en la actualidad, debido a las aplicaciones prácticas obtenidas (Alvandi y Cremona, 2002). En el caso de Cuba la aplicación de este tipo de estudios es reciente, por lo cual su utilización en los procesos de evaluación estructural resulta novedosa, permitiendo la obtención de resultados más profundos y eficaces, de una manera más rápida y menos invasiva con respecto a la estructura analizada.

Descripción del puente

Para el desarrollo de la investigación se tomará como caso de estudio el Puente Ferroviario que atraviesa la Autopista Habana-Pinar (Figura 1). Este puente está ubicado en el vial ferroviario perteneciente a la Zona de Desarrollo Integral del Mariel ZDIM, cuya función es dar continuidad a la vía férrea en la intersección a dos niveles con la Autopista Pinar del Río - Habana. El puente está conformado por cuatro tramos cuyas luces son de 18.20 m en los tramos sobre la autopista y 12.05 m en los tramos de los extremos del puente y el mismo posee una altura con respecto a la vía de aproximadamente 4.20 m.



Figura 1: Puente de la Autopista Habana-Pinar

La estructura del puente está conformada por una losa de hormigón armado, la cual sirve de sostén a la vía férrea. Esta losa está conformada por tramos o segmentos de losa discontinuos entre sí, los cuales adquieren cierto grado de continuidad estructural debido a la acción de la capa de balasto que soporta de conjunto con la vía férrea. La losa descansa, sobre vigas pretensadas en las dos luces centrales y sobre vigas armadas en las dos luces exteriores, las cuales transmiten las cargas al suelo por medio de las pilas y los estribos, estando concebidas las uniones entre las vigas y las pilas como articulaciones (ver Figura 2).

En los elementos de hormigón que componen el puente se identificaron a partir de la extracción de testigos diferentes valores de resistencia a compresión, los mismos fueron: 24 MPa en las vigas de hormigón armado, 37 MPa en vigas postesadas y 27 MPa en los cabezales y columnas. Los espesores de recubrimiento de hormigón al acero más expuesto varían entre 2.50 cm a 7.50 cm. La masa

de hormigón no se encuentra afectada por el desarrollo de carbonatación. Los valores de porosidad son inferiores al 10% que según los criterios de la Red-Durar (1997) indican un hormigón de buena calidad y compacidad. Las concentraciones de iones cloruros son notablemente inferiores a 0.05% que es el valor límite establecido. Estas características permiten identificar una masa de hormigón sana y durable.

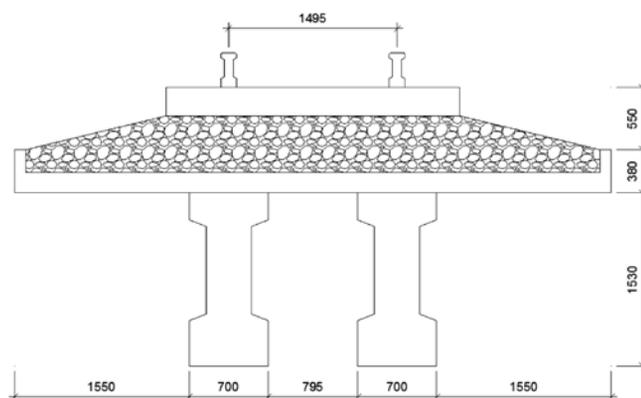


Figura 2: Esquema de la sección transversal del puente (dimensiones en mm)

A partir de la caracterización de los elementos de refuerzo del puente se logró determinar que las vigas pretensadas están reforzadas por medio de 5 torones de 12 cables de 7 mm de diámetro cuya excentricidad es de 66 cm. Estos transfieren una fuerza de pretensado inicial $P_0 = 3777$ kN y una fuerza de pretensado final $P_f = 3147$ kN, lo cual dota a la sección del elemento de una capacidad nominal de resistencia a la flexión, $M_n = 3800$ kNm. Además en estas vigas existe un refuerzo adicional de 4 barras de acero de 25 mm de diámetro, lo que le confiere a la pieza una capacidad adicional de resistencia a la flexión $M_n = 700$ kNm, confiriéndole a la viga una capacidad resistente total a la flexión de $M_n = 4500$ kNm. Las vigas de hormigón armado se encuentran reforzadas con 20 barras de acero de 25 mm de diámetro, que le confieren una capacidad resistente a flexión, $M_n = 3600$ kNm.

Protocolo de investigación

El desarrollo de la investigación comprende a partir del conocimiento de las características fundamentales de la estructura (materiales componentes, geometría, cargas y condiciones de apoyo) la aplicación de ensayos de carga que permitan caracterizar el comportamiento del puente

tanto bajo cargas estáticas como dinámicas para lo cual se definieron dos familias de pruebas a realizar. La primera familia corresponde a pruebas de carga estática que permiten identificar las relaciones carga-deformación que caracterizan la respuesta de la estructura ante la acción de las cargas. La segunda familia corresponde a las pruebas de carga dinámicas, este tipo de pruebas permite identificar las principales características vibratorias de la estructura.

Para complementar los resultados de la investigación fue creado un modelo computacional en 3D, basado en la utilización del Método de Elementos Finitos MEF, mediante el software Midas Civil (2013), tomando como base los planos originales de construcción, así como los resultados de los estudios de diagnóstico realizados. Este modelo fue validado a partir de los resultados de las pruebas realizadas, y posteriormente a su validación o ajuste a la realidad de respuesta de la estructura fueron evaluadas diferentes hipótesis de esfuerzos a los que puede ser sometido el puente.

El MEF es un método de solución de problemas ingenieriles por aproximación, en donde la región de integración que generalmente es continua, se discretiza, de forma que el elemento continuo se divide en un número finito de partes, cuyo comportamiento se especifica mediante un número finito de parámetros asociados a ciertos puntos característicos denominados nodos. Estos nodos son los puntos de unión de cada elemento con sus adyacentes. La solución del sistema completo, en el que se involucran las ecuaciones de equilibrio, de compatibilidad de desplazamientos, las restricciones de los apoyos y constricciones, sigue entonces las reglas de los problemas discretos. El sistema completo se forma por ensamblaje de los elementos. Las incógnitas en el interior de cada elemento quedan definidas a partir del comportamiento de los nodos mediante las adecuadas funciones de interpolación o funciones de forma.

Este método, por tanto, se basa en transformar un cuerpo de naturaleza continua en un modelo discreto aproximado, esta transformación se denomina discretización. El conocimiento de lo que sucede en el interior de este modelo de cuerpo aproximado, se obtiene mediante la interpolación de los valores conocidos en los nodos. Es por tanto una aproximación de los valores de una función a partir del conocimiento de un número determinado y finito de puntos.

Como parte de la evaluación de las características vibratorias del puente se recurrió a métodos de identificación modal para determinar y valorar las frecuencias propias de oscilación y sus correspondientes formas modales. La identificación modal fue llevada a cabo mediante la aplicación del método de Lanczos (1950). El método Lanczos es un método de interacción numérico, el cual mediante el análisis por medio de elementos finitos se utiliza para la identificación de frecuencias y modos propios de vibración en problemas de dinámica estructural. Este método es muy eficiente en la solución de problemas que implican a estructuras con alto grado de dificultad (estructuras con alto grado de hiperestaticidad, con elementos de diferentes materiales y geometría irregular). En la actualidad el método ha demostrado su fuerza con respecto a otros métodos utilizados con el mismo fin y ha sido implementado como base de cálculo para la determinación de los modos propios de oscilación de edificaciones en numerosos softwares comerciales destinados al análisis y diseño de estructuras (Bathe, 2012). Entre las diversas ventajas que presenta este método de análisis modal, se destaca que permite la obtención de un número arbitrario de soluciones en el problema de identificación modal, mediante la utilización de una sola configuración de las iteraciones, sin reducir el orden de la matriz de análisis (Lanczos, 1950).

La aplicación de las cargas fue mediante la acción de una locomotora de fabricación china, modelo DF7g-C de 123 ton de masa. Esta locomotora es utilizada para la tracción de trenes de carga y de pasajeros, la misma posee una potencia de carga, brindada por su motor diésel de 1840 kW mediante transmisión eléctrica, lo cual le permite desarrollar una velocidad máxima de 120 km/h. Esta máquina posee una galga (ancho de vía) de 1495 mm y tributa a la estructura portante de la vía 205 kN por eje de carga a través de 6 ejes de carga (Figura 3).

Para el monitoreo de la estructura fue utilizado el Radar Interferométrico IBIS-FS, el cual es un equipo que permite el monitoreo dinámico y estático de estructuras. Este equipo permite el monitoreo a distancia de estructuras con una precisión de centésima de milímetro en las mediciones y un rápido, fácil y completo proceso de medición de parámetros estáticos y dinámicos con una frecuencia de muestreo en un rango de 100 a 200 Hz, de diferentes tipologías de obras constructivas (IDS-Ingeniería del

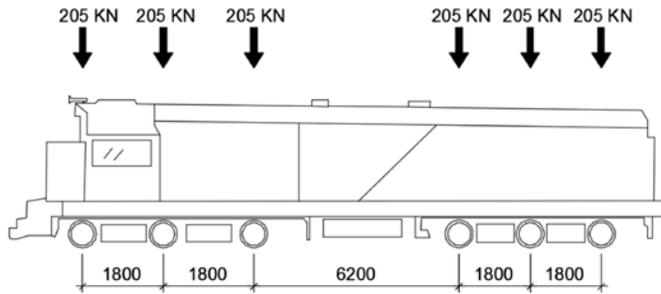
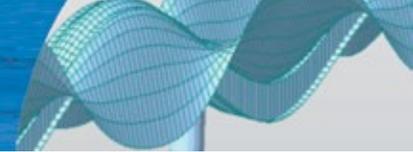


Figura 3: Esquema de la locomotora DF7g-C (dimensiones en mm)

Sistemí, 2013). La interferometría es una técnica de medición por medio de radar la cual consiste en la medición de desplazamientos de objetos mediante la comparación de fases de información de las ondas electromagnéticas reflejadas por el objeto en diferentes momentos de tiempo. Generalmente las ondas electromagnéticas reflejadas por un objeto difieren al menos en términos de la información de la fase, con variaciones en la posición del objeto con respecto a la fuente de emisión y reflexión de la onda electromagnética. El desplazamiento medido d del objeto bajo investigación es derivado de la información de variación de fase $\Delta\varphi$ medido por los sensores del radar en varios momentos de adquisición de información (Talich, 2013). El desplazamiento d y la variación de fase $\Delta\varphi$ medidos están vinculados por:

$$d = -\frac{\lambda}{4\pi} \Delta\varphi \quad (1)$$

El principio del funcionamiento de la interferometría aparece ilustrado en la Figura 4.

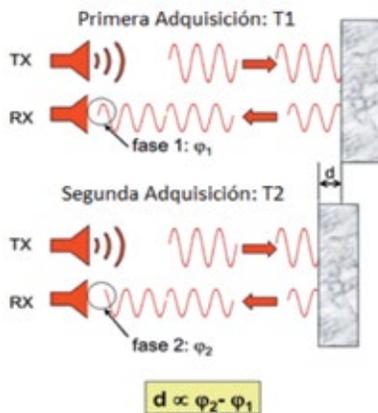


Figura 4: Principio de funcionamiento de la técnica interferométrica (Talich, 2013)

Aplicación de pruebas de carga estática

Para la aplicación de la prueba de carga estática se tomó como elemento a controlar el vano que salva el segundo tramo del puente correspondiente con la senda de circulación de la autopista en el sentido Habana – Pinar (Figura 5). Para controlar el mismo se colocó el equipo de medición de forma tal que se adquirieran los desplazamientos experimentados en el centro de la luz y los apoyos del tramo, tal como se sugiere en la norma cubana NC 53-07 (2014) y las normativas de pruebas de carga de referencia internacional DIN 4150-3 (1999).

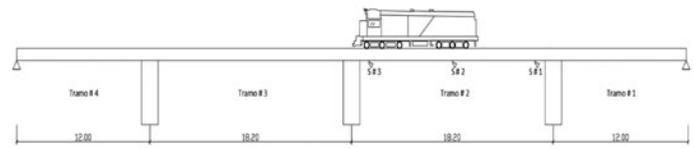


Figura 5: Localización del tramo medido en el puente (dimensiones en m)

Para aplicar la carga de prueba se colocó la locomotora de manera tal que el *truck* delantero se ubicara sobre el centro de la luz del tramo a controlar (Figura 6). Siendo esta la posición de la locomotora que provoca los mayores esfuerzos de flexión, según lo calculado mediante las líneas de influencia en diferentes secciones de las vigas del puente.



Figura 6: Aplicación de prueba de carga estática (↑ puntos controlados)

El proceso de monitoreo comenzó con el puente descargado, posteriormente se aplicó la carga durante un tiempo de 10 min y finalmente la carga fue retirada del tramo de la estructura comprobado. El experimento fue repetido dos

veces con el objetivo de replicar el ensayo y obtener el promedio de las mediciones obtenidas. Durante la prueba se midieron de manera ininterrumpida los desplazamientos experimentados por el puente durante la aplicación de la carga y posteriormente durante el procesamiento de la información obtenida se calcularon los valores de la recuperación de las deformaciones experimentadas con el objetivo de determinar el intervalo de trabajo del puente.

El valor máximo de desplazamiento vertical obtenido en el centro de la luz fue de 3.35 mm, tal como puede observarse en la Figura 7, siendo este valor 11 veces menor que 37.5 mm, valor límite establecido para el desplazamiento en este puente en la norma cubana NC-207 (2003), donde se plantea que este valor se determina dividiendo la luz de trabajo del puente entre 450.

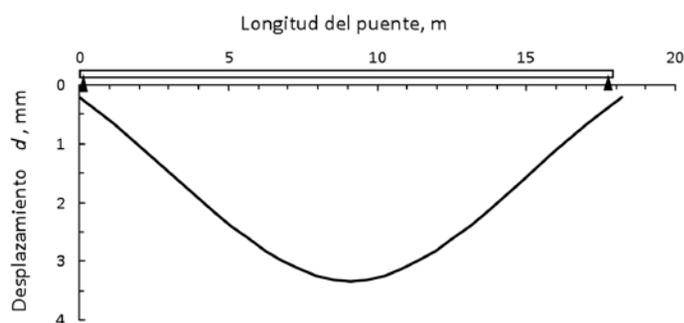


Figura 7: Gráfico de desplazamientos a lo largo del puente

A partir de los valores de desplazamiento experimentados durante el proceso de retirada de la carga se calcularon los valores de la recuperación de los desplazamientos donde se observa que el valor promedio de la recuperación es de 80.95%, lo que indica que el puente se encuentra trabajando en la etapa elástica del material a partir de los criterios establecidos en la norma cubana NC 53-07 (2014).

Aplicación de pruebas de carga dinámica

Para la aplicación de la prueba de carga dinámica se mantuvieron los mismos puntos controlados variando la forma de aplicación de la carga, siendo la misma el paso de la locomotora varias veces a velocidades de 40, 60 y 80 km/h. En cada medición se tomaron lecturas 5 min antes del paso de la locomotora y 5 min después del paso de la locomotora con el objetivo de describir de manera

completa el proceso de vibración del puente ante el paso de la fuente excitadora.

Determinación de las amplitudes vibratorias

En las mediciones se obtuvieron las amplitudes de respuesta en términos de velocidad expresada en mm/s (Figura 8).

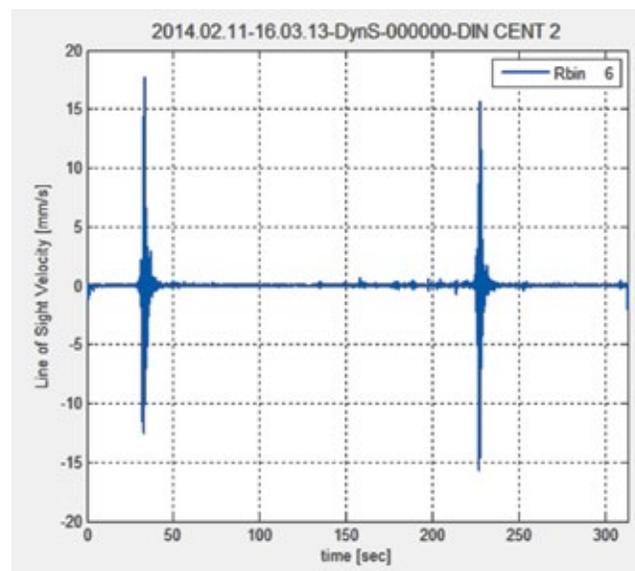


Figura 8: Espectros de velocidad obtenidos para los pasos de máquina a 60 (primer máximo) y a 80 km/h (segundo máximo)

Como se observa el valor máximo de la velocidad de vibración en la dirección vertical obtenido fue de 16 mm/s, valor que indica un adecuado comportamiento dinámico de la estructura, según lo planteado en el apartado 5.20 de la norma DIN 4150-3 (1999), donde se establece que para las estructuras como el puente estudiado, el valor de velocidad de vibración en la dirección vertical debe ser inferior a 20 mm/s. También a partir del procesamiento de la señal de velocidad obtenida se calculó la razón de amortiguamiento (*damping ratio*) según la fórmula (2) como una función de la diferencia de amplitud entre dos crestas sucesivas de una medición (Chopra, 1980).

$$\xi = \frac{\ln \frac{u_i}{u_{i+j}}}{2\pi j} \quad (2)$$

El valor de relación de amortiguamiento obtenido fue de 0.047 lo que significa que la estructura requiere de 2.5 ciclos de vibración para reducir el 50% de la amplitud de las oscilaciones (Figura 9).

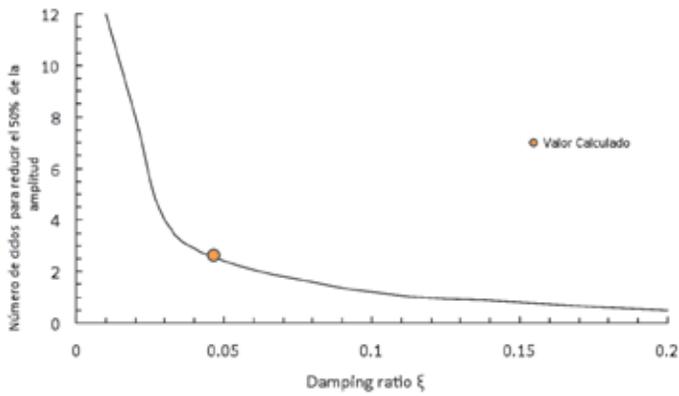


Figura 9: Número de ciclos requeridos para reducir el 50% de la amplitud de la oscilación en función del amortiguamiento (Chopra, 1980)

Identificación de las frecuencias de oscilación

Mediante el procesamiento de las señales obtenidas de velocidad de vibración en el dominio del tiempo por medio de la aplicación de la Transformada Rápida de Fourier FFT a cada una de las señales, se obtienen estas expresadas en el dominio de la frecuencia (Figura 10). Esto permite la identificación de cada una de las frecuencias y periodos fundamentales de oscilación del puente.

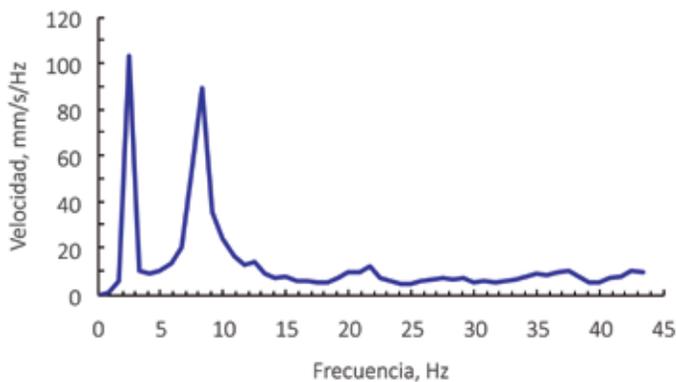


Figura 10: Espectro de potencias en velocidades

Es válido destacar que debido a las condiciones de las mediciones realizadas no fue posible identificar todos los modos de flexión del puente, solo algunos, es decir, sus frecuencias correspondientes. Tampoco fue posible distinguir los modos torsionales ni identificar modos de oscilación de flexión de varias luces acopladas mediante las mediciones, puesto que solo fue instrumentada una sola parte del puente y en una misma luz a lo largo de una alineación o viga. Este hecho no invalida los resultados del proceso investigativo. La existencia de modos de flexión

producto del acoplamiento entre las luces es muy poco probable en este caso debido a que la continuidad entre los vanos es mínima, dada únicamente por la presencia de la capa de balasto y los propios rieles de la vía.

La identificación de los modos torsionales solamente influiría en el caso de que existieran dos carriles sobre el puente y una forma modal con una frecuencia menor que la identificada como fundamental que pudiera provocar la existencia de un efecto de resonancia ante el paso de los trenes a una menor velocidad por uno solo de los carriles (Cremona *et al.*, 2009).

En el procesamiento de la señal obtenida se identificó como frecuencia fundamental de oscilación del puente 3.14 Hz y su período correspondiente posee un valor de 0.32 s. También fueron identificados otras frecuencias y periodos propios de vibración los cuales se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1: Parámetros de los modos propios de oscilación del puente

No	Frecuencia, Hz	Período, s	Observaciones
1	3.14	0.32	Fundamental, acoplamiento
2	8.33	0.12	Flexional, acoplamiento ligero
3	21.66	0.05	Flexional con acoplamiento
4	37.50	0.03	Flexional con acoplamiento

Modelización de la estructura

Para la creación del modelo de la estructura fueron tomados los datos de proyecto para la introducción de las características geométricas de cada uno de los elementos, así como para definir las condiciones de frontera. Mientras que para definir las propiedades de los materiales componentes de cada elemento fueron tenidos en cuenta los resultados de los ensayos de caracterización practicados y descritos con anterioridad. Teniendo en cuenta que el software utilizado, MIDAS CIVIL 2013, realiza los cálculos estructurales por el MEF (MIDAS Family Programs, 2013), se realiza un proceso de refinamiento u optimización del mallado, que consiste en dividir los elementos en elementos cada vez más pequeños hasta obtener la densidad de mallado más adecuada. Mientras más fina sea la malla el resultado obtenido tendrá más precisión, pero tiene el inconveniente de tener un mayor costo computacional, por lo que es

necesario encontrar la densidad de malla óptima a partir de la cual el modelo no ofrece variaciones significativas de una variable respuesta. Para realizar este análisis se toma como variable respuesta el corrimiento o desplazamiento en un punto bajo la acción de las cargas de peso propio de la estructura obtenidas para diferentes densidades de mallado (tamaños de cada uno de los elementos finitos de la malla), identificándose como densidad óptima a la densidad a partir de la cual los desplazamientos comienzan a adoptar un comportamiento asintótico (Figura 11) y la diferencia entre el desplazamiento obtenido por esa densidad de malla y la siguiente es menor del 5%. Definiéndose finalmente como densidad de mallado óptima la malla de 25 cm x 25 cm.

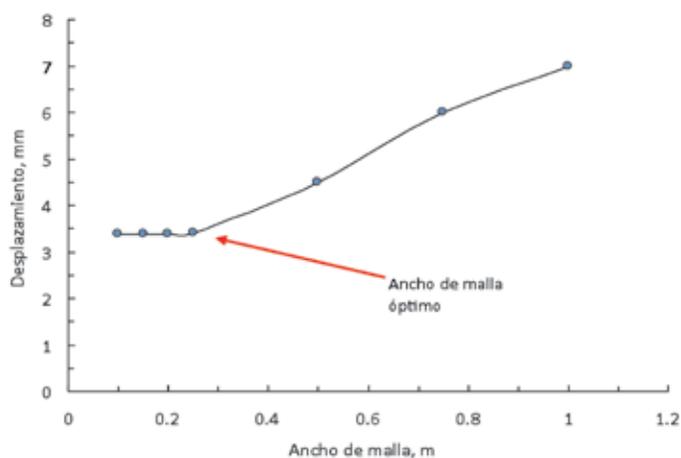


Figura 11: Selección del ancho de malla óptimo para la creación del modelo.

Para la modelización de la carga tributada desde el punto de vista dinámico del tren al puente fue analizada la interacción vehículo-estructura bajo el concepto o principio de la aplicación de fuerzas de contacto. Este método tiene en cuenta para la formulación del valor de la carga a aplicar, las características de amortiguamiento y de desplazamientos propios del vehículo que vaya a ser evaluado en el análisis (Yang *et al.*, 2004). También se plantea la aplicación teniendo en cuenta su efecto en el tiempo en cada uno de los puntos de aplicación de la misma, por lo que, los valores de la carga han de ser introducidas en los cálculos en forma de funciones del tiempo (Figura 12). Los resultados de diferentes modelos de interacción vehículo- estructura que han utilizado este método han sido validados mediante los resultados de

numerosas pruebas de carga, donde se ha observado un alto grado de correspondencia entre los resultados de los modelos de cálculo y las pruebas de carga (Yang *et al.*, 2004).

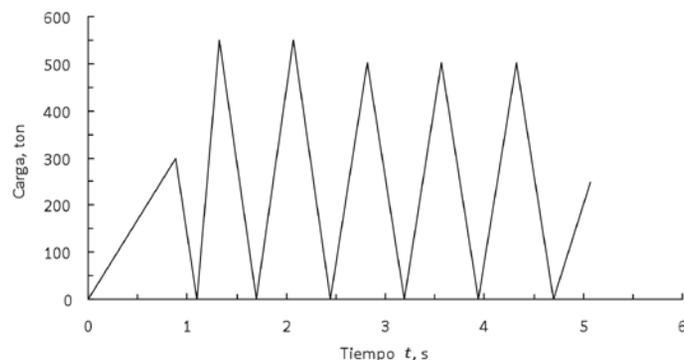


Figura 12: Modelación del paso del tren estudiado, ejemplo a 80 km/h

Validación del modelo

La respuesta del puente ante la acción de diferentes cargas no evaluadas durante el proceso de pruebas, serán calculadas con el modelo computacional creado. Por lo que se hace necesaria la realización de un proceso de ajuste de las variables del modelo, para ajustar el mismo a la realidad de respuesta de la estructura del puente. Para ello son comparados los valores de respuesta del modelo ante la acción de las cargas aplicadas durante las pruebas con los resultados obtenidos en las pruebas estáticas, donde se obtuvo una concordancia del orden del 96.2% entre los resultados brindados por el modelo y los resultados de las pruebas estáticas (Figura 13).

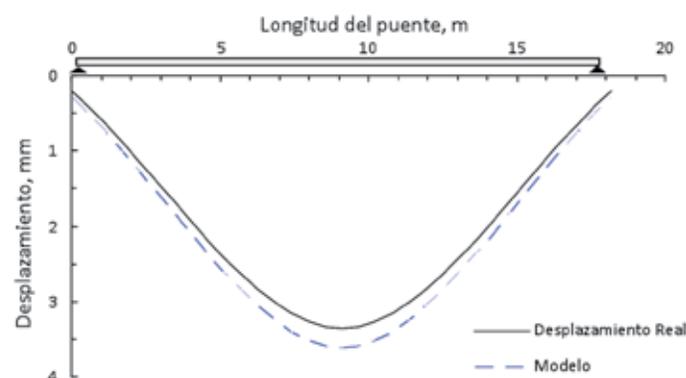


Figura 13: Gráficos de los valores de desplazamiento obtenidos

También desde el punto de vista del análisis dinámico se realizó la comprobación de ajuste del modelo a los valores

obtenidos en las mediciones. Para ello, los resultados bridados por los modelos dinámicos realizados fueron comparados con los resultados medidos de manera directa durante el proceso de realización de pruebas de carga, mostrando los mismos un alto nivel de correspondencia con los valores reales medidos, puesto que en el modelo se obtienen oscilaciones que a pesar de estar desfasadas en el tiempo con respecto a las oscilaciones medidas, poseen amplitudes similares con un nivel de correspondencia del 96% entre ellas (Figura 14).

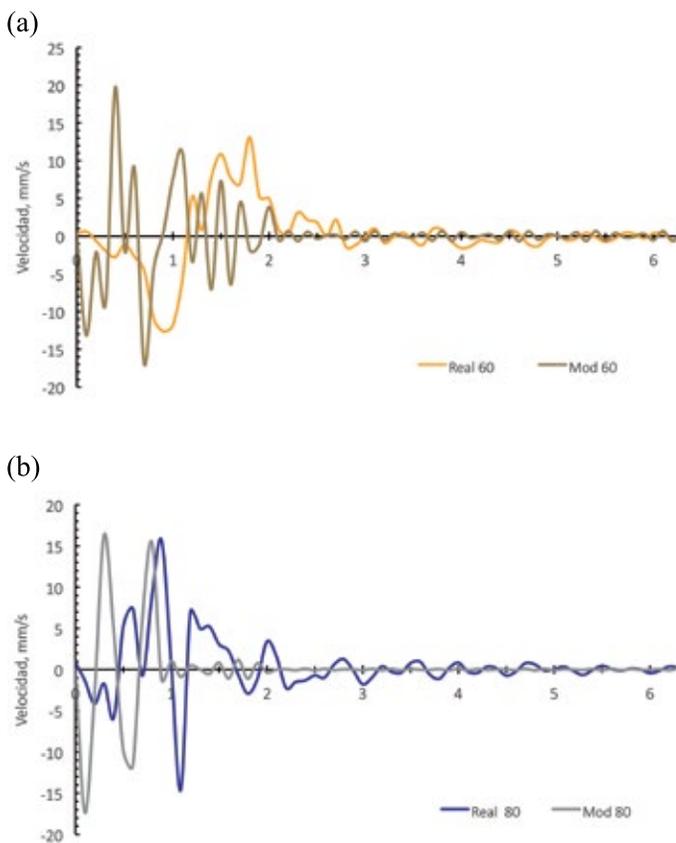


Figura 14: Gráficos de las oscilaciones experimentadas por el puente para a) 60 y b) 80 km/h

Análisis de los resultados de la modelación

Identificación modal

Para la obtención de las formas modales de la estructura se realizó un análisis mediante la aplicación del método Lanczos en el cual fueron determinadas las formas de oscilación que aparecen en la Figura 15.

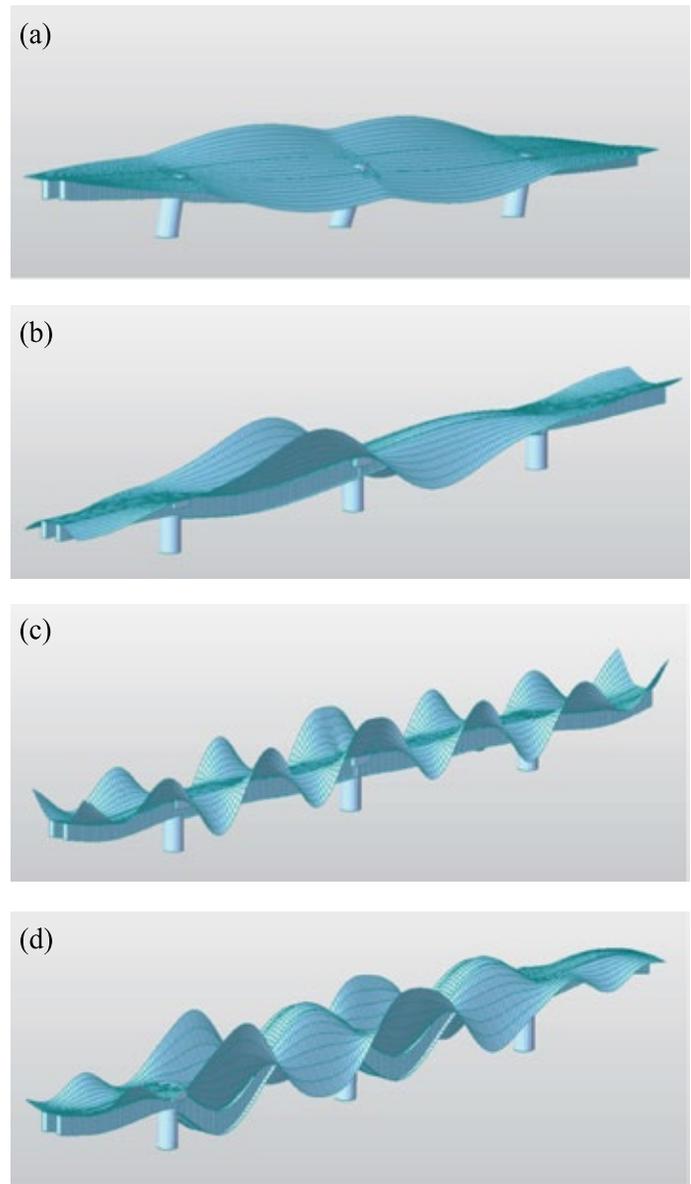


Figura 15: Formas modales identificadas, a) modo 1: frecuencia de 3.14 Hz y período de 0.32 s, b) modo 2: 8.28 Hz y 0.12 s, c) modo 3, 21.54 Hz y 0.05 s y d) modo 4: 37.59 Hz y 0.03 s

Tabla 2: Comparación de características modales calculadas y medidas

Modos	Valores medidos		Valores calculados	
	Frecuencia, Hz	Periodo, s	Frecuencia, Hz	Periodo, s
1	3.14	0.32	3.142	0.318
2	8.33	0.12	8.280	0.120
3	21.66	0.05	21.54	0.120
4	37.50	0.03	37.59	0.027

Es válido destacar que entre las frecuencias propias identificadas en las mediciones y las identificadas mediante los cálculos de identificación modal existe un alto nivel de correspondencia lo que denota la efectividad del método de identificación modal utilizado (Tabla 2).

Análisis estático

La respuesta del puente a las diferentes cargas (peso propio, viento, carga viva) fue calculada con el modelo calibrado. Los resultados de estos cálculos fueron usados para verificar la capacidad de carga y de servicio en los diferentes elementos. La condición de carga muerta fue calculada tomando en cuenta las fases de construcción, la instalación de los cables de pre-esfuerzo y el peso del balasto y la vía. Para la realización del proceso de revisión estructural se calcularon las capacidades resistentes de cada uno de los elementos a partir de los datos obtenidos durante el proceso investigativo, utilizando como principios de cálculo de elementos de hormigón armado los procedimientos propuestos por el ACI 318 (2008). Calculado el valor del momento nominal resistente (4500 kNm) se comprobó el cumplimiento de la condición $\phi M_n \geq M_u$, la cual vela porque el valor minorado de la resistencia nominal a flexión sea mayor que el valor del momento último mayorado actuante sobre la pieza. En el caso del puente estudiado los valores del momento flector actuante (3800 kNm) no superan a los valores del momento flector nominal resistente de la sección, mostrando la sección estudiada un coeficiente de aprovechamiento de la sección (ratio K) $K = 0.85$ lo que significa que la sección principal del puente trabaja al 85% de su capacidad. De igual modo se comprobaron los esfuerzos cortantes y los estados límites de fisuración y deformación, determinándose que la sección resiste satisfactoriamente los esfuerzos provocados por las cargas que sobre el puente actúan.

Análisis dinámico

La caracterización de la respuesta dinámica de la estructura permite la evaluación del efecto del paso de los trenes por el puente a diferentes velocidades de circulación. Para el análisis se modeló primeramente el paso de la locomotora utilizada en las pruebas con el fin de comparar los resultados del modelo con los valores reales medidos, para de esta forma evaluar los niveles de correspondencia existentes entre los resultados brindados por el modelo y

los realmente obtenidos del comportamiento del puente. Una vez comprobada la correspondencia entre el modelo y la realidad se modeló el paso de los trenes completos, para lo cual se tomaron como dato los trenes tipo establecidos en IAPF (2001). También se evaluó el efecto de la generación de resonancia, este fenómeno ocurre cuando se sintoniza alguna de las frecuencias de excitación con alguna frecuencia natural de la estructura, en estos casos las amplitudes de las oscilaciones son notablemente amplificadas. Este fenómeno representa gran importancia en el caso del análisis de estructuras, puesto que al entrar en resonancia, los esfuerzos experimentados se multiplican al punto de poder generarse el colapso total o parcial de las edificaciones.

En el proceso de modelación fueron evaluados los pasos de los trenes a velocidades de 40, 60, 80 y 110 km/h teniendo en cuenta el efecto vibratorio de cada una de estas velocidades a partir del cálculo de la frecuencia y período de excitación que provocan cada una de estas velocidades. Estos valores de frecuencia y período de excitación fueron calculados para la locomotora y para los coches evaluados a partir de las dimensiones y cargas características (Tabla 3).

Tabla 3: Frecuencias y períodos de excitación para cada velocidad evaluada

Locomotora			Coches		
Velocidad km/h	Frecuencia, Hz	Periodo, s	Velocidad km/h	Frecuencia, Hz	Periodo, s
40	1.13	0.88	40	0.67	1.50
60	1.70	0.59	60	1.00	1.00
80	2.26	0.44	80	1.33	0.75
110	3.11	0.32	110	1.83	0.55

También fue modelado el paso de la locomotora a 110 km/h que es la velocidad que provoca un valor de frecuencia generada (3.11 Hz) similar a la frecuencia fundamental de vibración de la estructura, identificada mediante el proceso de mediciones dinámicas. La Figura 16 muestra los resultados del análisis de esta variante, donde se observa un aumento considerable de la amplitud de las oscilaciones mostrándose un crecimiento del orden de 5.5 veces el valor de la amplitud de las oscilaciones provocadas por el paso de la máquina a 40, 60 y 80 km/h, lo que demuestra la entrada en resonancia del puente ante la variante de carga evaluada (paso a 110 km/h).

Mediante la realización de diferentes corridas del modelo

fueron evaluados los efectos del paso de la locomotora sola a 40, 60 y 80 km/h donde se obtuvieron magnitudes de esfuerzos que son inferiores a los valores límites de resistencia ante los esfuerzos de la estructura (Figura 18).

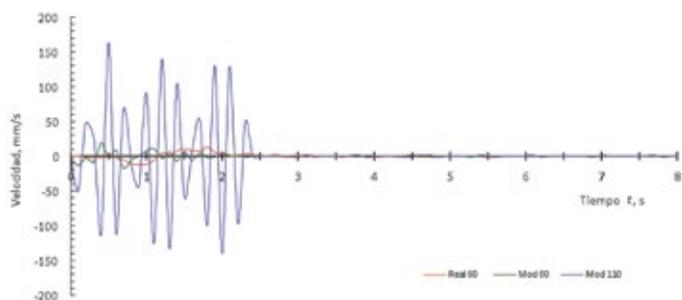


Figura 16: Oscilaciones experimentadas por el paso de la locomotora a 60, 80 y 110 km/h

Para la evaluación del paso del tren entero se conformó un tren tipo, según los parámetros establecidos por IAPF (2001), compuesto por 10 coches de carga con capacidad para 1000 kN de carga y la locomotora utilizada durante el estudio. Se realizaron corridas donde se evaluó el paso de este tren a velocidades de 70, 80 y 110 km/h. Los resultados obtenidos son mostrados en la Figura 17, donde se muestra que los momentos provocados por el paso del tren a 110 km/h sobrepasan el límite del colapso de la estructura, por su parte los momentos provocados por el paso del tren a 80 km/h sobrepasan el límite de la seguridad estructural, mientras que se demuestra que el puente resiste satisfactoriamente el paso del tren a 70 km/h. Por estas razones se propone el establecimiento de la velocidad de 70 km/h como límite máximo de velocidad de circulación de los trenes sobre el puente.

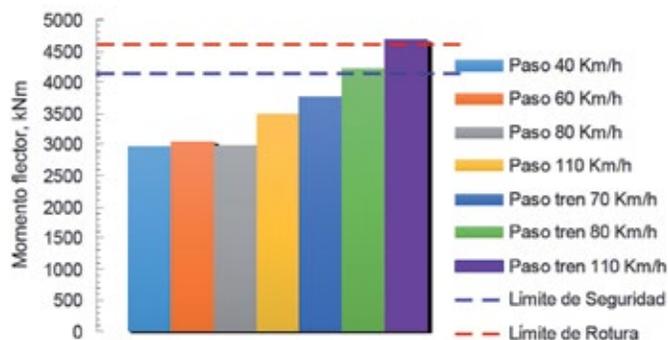


Figura 17: Comparación de momentos flectores generados por el paso de diferentes tipos de trenes

Conclusiones

A partir de la realización de los ensayos de carga estático se logró comprobar el correcto funcionamiento ya que el desplazamiento máximo medido de 37.5 mm, es menor que el valor de la luz del vano dividido entre 450. La recuperación final de los desplazamientos fue mayor del 75%, los valores de espesores de fisuras medidos fueron menores que los valores normados como permisibles (0.2 mm) y durante la realización de la prueba no se produjeron colapsos estructurales; tal como plantean los criterios de evaluación estructural establecidos en la NC 53-07 (2014).

A partir del valor máximo de amplitud de oscilación medido del puente de 16 mm/s, se puede afirmar que el comportamiento estructural es adecuado desde el punto de vista dinámico, ya que no se superan los 20 mm/s que es el valor límite establecido por DIN 4150-3 (1999). Se identificó como período fundamental de oscilación del puente un período $T = 0.32$ s. Se identificó el paso de los trenes (locomotora + coches) a 110 km/h como la velocidad que provoca la entrada en resonancia del puente. A partir de los resultados obtenidos se estableció la velocidad de 70 km/h como límite máximo de velocidad de circulación de los trenes sobre el puente.

Referencias

- Alvandi, A. and Cremona, C. (2002). Reliability of bridge integrity assessment by dynamic testing. *European Conference on Structural Health Monitoring*, Cachan, France
- ACI 318 (2008). Building code requirements for structural concrete and commentary. American Concrete Institute. Farmington Hills, USA
- Bathe, K.J. (2013). The subspace iteration method—revisited. *Computers & Structures* 126, 177-183
- Chopra, A. (2011). *Dynamics of Structures*. Fourth edition, Prentice Hall
- Cremona, C., Yang, S. and Dieleman, L. (2009). Overview of feature extraction techniques. *Proceedings of the Third International Operational Modal Analysis Conference*, Portonovo, Italy. Vol. 2.
- DIN 4150-3 (1999). Structural vibration. Effects of vibrations on structures. Deutsches Institut für Normung. Berlin: Beuth Verlag GMBH.

- Ewins, D.J. (2000). *Modal testing: theory, practice and application*. Research Studies Press LTD., Baldock, Hertfordshire, England 171: 415-437
- IAPF (2001). *Instrucción de acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril*. Ministerio de Fomento, España
- IDS-Ingeniería del Sistema (2013). *IBIS Surveyor v.01.00. User Manual*. Pisa: IDS Ingeniería del Sistema S.p.A.
- Kiseliiov, V.A. (1983). *Mecánica de la construcción. Dinámica y estabilidad de las estructuras*. Curso Especial. Moscú: Mir
- Lanczos, C. (1950). An iteration method for the solution of the eigenvalue problem of linear differential and integral operators. *Journal of Research of the National Bureau of Standards* 45, 255-282
- MIDAS Family Programs (2013). *Getting Started Manual*. Seoul: MIDAS IT Co.
- NC 207 (2003). *Requisitos generales para el diseño y construcción de estructuras de hormigón*. Norma Técnica. Comité Estatal de la Construcción, Oficina Nacional de Normalización, La Habana, Cuba
- NC 53-07 (2014). *Estructuras de hormigón-pruebas de carga directa*. Norma Técnica. Comité Estatal de la Construcción, Oficina Nacional de Normalización, La Habana, Cuba
- Red DURAR (1997). *Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado*. Programa Iberoamericano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo, Subprograma XV Corrosión/Impacto Ambiental sobre Materiales, CYTED, Maracaibo
- Talich, M. (2013). Possibilities of precise determining of deformation and vertical deflection of structures using ground radar interferometry. FIG Working Week. From the Wisdom of the Ages to the Challenges of the Modern World. Sofia, Bulgaria, 17-21 May 2015
- Yang, Y.B., Yau, J.D. and Wu, Y.S. (2004). *Vehicle-Bridge Interaction Dynamics. With Applications to High-Speed Railways*. World Scientific Publishing.

SONDAJES MARÍTIMOS INGENIERÍA
SONDAJES LAB HORMIGÓN
GEO SOIL LAB NAPA SUELO
HIDRÁULICA ISO 9001:2008
POROS GEOTECNIA
MECÁNICA VACÍOS
PERFORACIÓN



Geo Soil Drill es una empresa que se encuentra en el rubro de mecánica de suelos, especializándose en sondajes geotécnicos y marítimos, opera desde el año 2004 y en 2012 obtuvo la certificación de iso9001:2008. Actualmente la empresa es líder en la región basando su principal fortaleza en la vasta experiencia de su personal.

Actualmente se está trabajando en el proceso de acreditación e implementación de laboratorio de mecánica de suelos y de ensayos de hormigón llamado Geo Soil Lab ubicado en calle Los Onas en la comuna de Coronel.



Contacto:

Tel. 41-228 3779 | Cel. 8219 6856 | Web www.geosoildrill.cl

Gerencia: iparra@vtr.net | Subgerencia: b.pilar@geosoildrill.cl | Jefe Técnico: p.bello@geosoildrill.cl

Suelos - Hormigones - Asfaltos

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



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

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

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

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).



Control del daño sísmico estructural en pórticos prefabricados de hormigón armado a través de uniones híbridas autocentrantes

Control of structural seismic damage in prefabricated reinforced concrete frames through hybrid-selfcentering connections

Fecha de entrega: 23 de enero 2015

Fecha de aceptación: 19 de octubre 2015

Juan Marcus¹ y Rodrigo Thiers²

¹ Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío-Bío, Avda. Collao 1202, Concepción, Chile, jmarcus@jms.cl

² Departamento de Obras Civiles, Universidad Técnica Federico Santa María, Avda. España 1680, Valparaíso, Chile, rodrigo.thiers@alumnos.usm.cl

La filosofía actual de diseño sísmico de estructuras industriales en Chile, establece como objetivos la protección de vida y la continuidad de operación en la industria. El cumplimiento de estas exigencias permite controlar el daño estructural en base a criterios de resistencia, sin lograr detectar el modo de falla, ni especificar su localización frente a un evento sísmico importante. En el presente trabajo se discute la aplicación de una técnica innovativa de control de daño estructural en pórticos prefabricados de hormigón armado, fundados en suelos granulares, y pertenecientes al proyecto Forestal y Papelera Concepción. Se trata de incorporar uniones híbridas postensadas en las columnas prefabricadas del proyecto, de manera de controlar la disipación de energía en la unión y mantener la rigidez inicial del sistema. Mediante un análisis dinámico no lineal usando el programa Ruaumoko 2D, se compara el posible desempeño del diseño tradicional versus el diseño innovativo. Estos análisis se ejecutan para diversos registros sísmicos chilenos representativos de distintos tipos de suelos. Los resultados del análisis indican que la estructura con el diseño tradicional podría sufrir desplazamientos en el techo del orden de 40 cm, incurriendo fuertemente en el rango inelástico, con deformaciones remanentes y concentrando el daño por generación de rótulas plásticas en los extremos de las columnas y algunas vigas no diseñadas para ductilidad. En contraparte, la utilización de uniones híbridas autocentrantes provoca que la estructura recupere su posición original, sin la presencia de deformaciones remanentes.

Palabras clave: hormigón prefabricado, uniones híbridas postensadas, daño sísmico

Current seismic design philosophy of industrial structures in Chile, aims at the protection of life and continuity of operation in the industry. The compliance with these requirements allows controlling the structural damage based on strength criteria, unable to detect the failure mode and specify its location facing a major seismic event. In this paper we discuss the application of an innovative technique to control the structural damage in prefabricated reinforced concrete frames, founded on granular soils, applied in the construction of the Forest and Paper Pulp Plant Concepción. This is done by incorporating hybrid post-tensioned joints in precast columns of the project, this approach aims to control energy dissipation in the union and maintain the initial stiffness of the system. Using a nonlinear dynamic analysis with 2D Ruaumoko software, potential performance in traditional design versus innovative design is compared. The analysis is performed for various Chilean representative seismic records and different types of soils. The results indicate that the structure with the traditional design could suffer displacement in the roof of the order of 40 cm, moving heavily into the inelastic range, with residual deformations, concentrating the damage generation of plastic hinges at the ends of the columns and some beams not designed for ductility. In contrast, the use of hybrid connections causes self-centering effect to the structure returning to its original position, without the presence of remnants deformations.

Keywords: precast concrete, hybrid post-tensioned joints, seismic damage

Introducción

La filosofía vigente para el diseño sísmico de estructuras

industriales en Chile, establece como objetivos la protección de vida y la continuidad de operación en la industria. El



cumplimiento de estas exigencias no garantiza la ausencia de daño estructural frente a un evento sísmico importante. Este escenario ha generado disputas legales entre inversionistas, empresas constructoras y consultoras de ingeniería estructural, debido a las diferentes expectativas que tienen en términos de desempeño y daño estructural.

Dentro de las tipologías constructivas más utilizadas en estructuras industriales, se destacan los pórticos prefabricados de hormigón armado. Su rapidez de montaje, costos competitivos, excelente resistencia al fuego, y versatilidad arquitectónica, la han erigido como una alternativa válida en el contexto antes mencionado.

No obstante lo anterior, diversas investigaciones teóricas y de terreno, han demostrado que este tipo de estructuras pueden quedar con daños y deformaciones remanentes, luego de eventos sísmicos importantes. Esta situación se evidencia aún más, cuando estas estructuras son fundadas en suelos sueltos o blandos, aumentando la probabilidad de tener que incurrir en disputas legales y gastos adicionales de reparación y rehabilitación estructural.

En la Figura 1, se muestran algunos ejemplos de los daños sísmicos típicos en estructuras prefabricadas de hormigón armado, reportados en Turquía (Saatcioglu *et al.*, 2001; Posada y Wood, 2002; Sezen *et al.*, 2006; Arslan *et al.*, 2006). Los casos antes mencionados se complementan con los daños reportados en China (Zhao *et al.*, 2009), y Nueva Zelanda (Kam *et al.*, 2010, 2011) en tipologías estructurales similares.

Como se puede ver en la Figura 1, los daños típicos en estas estructuras se concentran en las bases de las columnas prefabricadas, debido a la fuerte demanda inelástica a la sección transversal. Estos daños son bastante indeseables, pues impiden la continuidad de operación de la industria e incluso pueden llevar al colapso de la estructura.

Con la evidencia antes mencionada, en los últimos 15 años se han llevado a cabo una serie de iniciativas, tendientes a generar técnicas de diseño para controlar el daño en estructuras prefabricadas de hormigón armado (Pampanin, 2005). Una de las primeras iniciativas, fue un sistema de uniones secas dúctiles denominado U.S PRESS (PREcast Seismic Structural System), ensayado en la Universidad de California (Priestley, 1991, 1996; Priestley *et al.*, 1999), con cables postensados desprovistos de adherencia. La



Figura 1: Patrones de daños sísmicos presentes en columnas prefabricadas industriales de hormigón armado en Turquía; a) daño concentrado por rótula flexural en base de columna (Posada y Wood, 2002), b) daño concentrado en base de columna con fundación del tipo zócalo, c) daño por rótula flexural distribuida en 800 mm de altura de columna y d) daño severo por rótula flexural concentrada en base de columna (Saatcioglu *et al.*, 2001)

demanda inelástica se acomoda dentro de la conexión, a través de la abertura y cierre de un espacio existente, en un movimiento del tipo balanceo. Como resultado se logró una configuración que puede desarrollar desplazamientos inelásticos, limitando el daño estructural y asegurando una capacidad auto-centrante completa. El comportamiento histerético de la unión es esencialmente no lineal-elástico, con una reducida capacidad de disipación de energía.

Como mejora al sistema PRESS, Stanton *et al.* (1997) desarrollaron el concepto de uniones híbridas, donde combinaron las propiedades de auto-centrado y disipación de energía, a partir del uso de tendones post-tensados sin adherencia y barras longitudinales de acero dúctil no pretensadas. Bajo acciones sísmicas de intensidad moderada, el clásico mecanismo de rótula plástica, es reemplazado por un mecanismo de balanceo controlado en la interfaz crítica, sin daño en el elemento estructural. Mientras los tendones post-tensados proveen acciones restitutivas auto-centrantes, las barras de acero dúctiles actúan como disipadores de energía absorbiendo el impacto de las cargas sísmicas. Adicionalmente, para prevenir fracturas prematuras de estas barras de acero dúctiles, se les otorga una pequeña longitud sin adherencia en las



cercanías de la unión híbrida, a través de una vaina.

Este particular mecanismo auto-centrante-disipador de las uniones híbridas, es generalmente descrito por un comportamiento histerético con forma de bandera. En la Figura 2 se esquematiza el principio de funcionamiento de las uniones híbridas auto-centrantes.

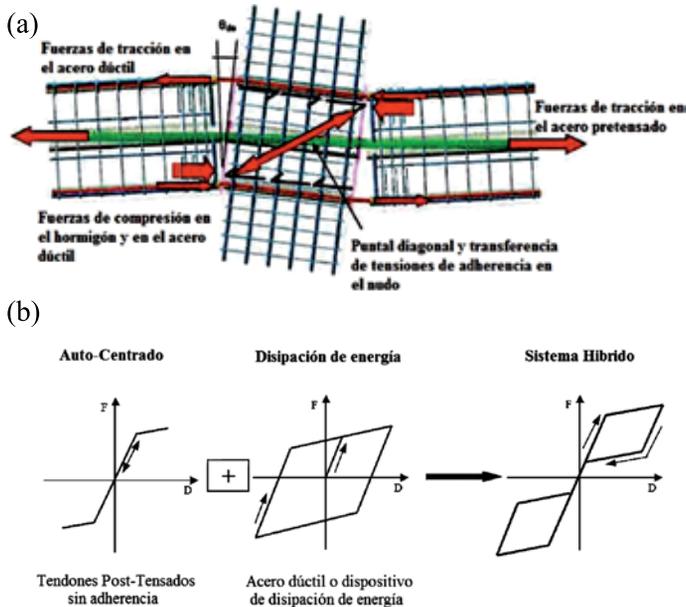


Figura 2: Esquemas de funcionamiento de uniones híbridas auto-centrantes. a) Esquema de fuerzas internas en unión viga-columna y b) modelos constitutivos con ciclos histeréticos con forma de bandera (Buchanan *et al.*, 2011)

En este trabajo se ilustra la incorporación del sistema de uniones híbridas auto-centrantes a un proyecto industrial de pórticos prefabricados de hormigón armado. Las estructuras fueron fundadas sobre estratos profundos de suelos arenosos sueltos en la comuna de Coronel, Chile. A través de análisis numéricos no lineales, se compara la respuesta de la estructura con y sin uniones híbridas, frente a acelerogramas sísmicos chilenos. Finalmente, se comentan los detalles de construcción de la solución, sus posibles mecanismos de falla y las eventuales ventajas comparativas en términos de control de daño. De esta forma, se pretende contribuir a la difusión de este sistema innovativo en zonas de alta sismicidad.

Materiales y métodos

Caracterización del proyecto de estudio con uniones híbridas

El proyecto consiste en una nave industrial de 1920 m²,

conformada por pórticos de hormigón prefabricado post-tensado, con altura máxima de columnas de 18.5 m, emplazada en una zona costera de alta sismicidad y fundada en un suelo arenoso suelto con una densidad relativa de 50% en promedio. Esta nave se denomina M3A, y en la Figura 3 se muestran las vistas en planta y transversal del proyecto.

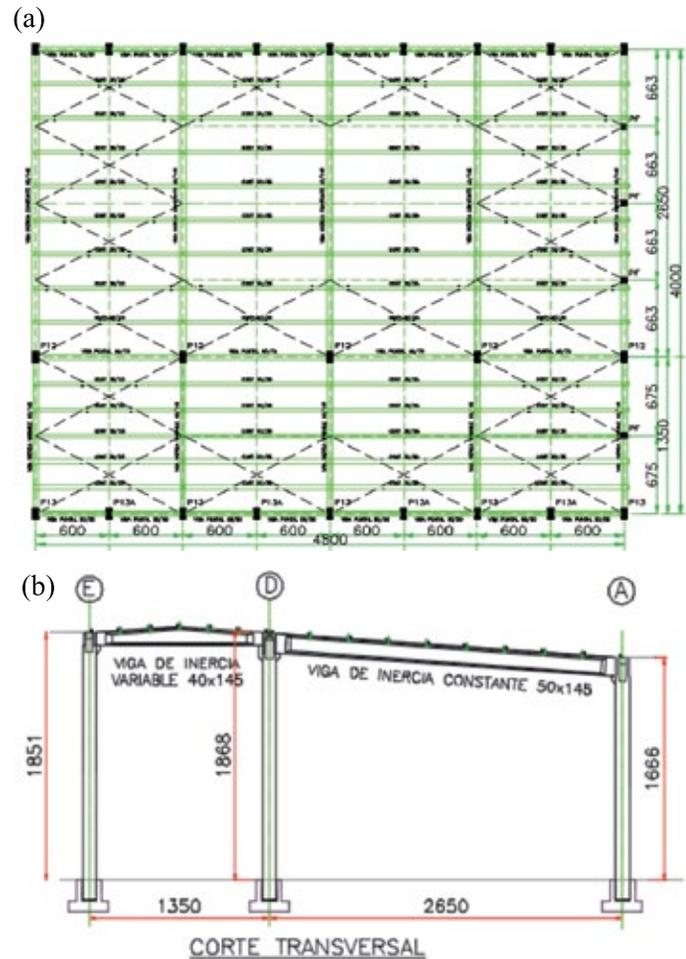


Figura 3: Esquemas en a) planta y b) elevación del proyecto (dimensiones en cm)

Originalmente, el proyecto contemplaba un sistema de uniones rígidas hormigonadas en terreno (uniones húmedas), con pilares y vigas postensadas, de dimensiones que variaban desde los 40 cm de ancho, hasta 145 cm de alto. Sin embargo, la revisión del diseño sísmico sugirió la inclusión de uniones híbridas en los extremos de los pilares, de manera de minimizar el daño estructural y evitar fallas posiblemente frágiles en los nudos más allá de las uniones híbridas, que siguen siendo rígidas y hormigonadas en terreno. En la Figura 4 se muestran algunos detalles constructivos de los pilares y sus uniones híbridas.

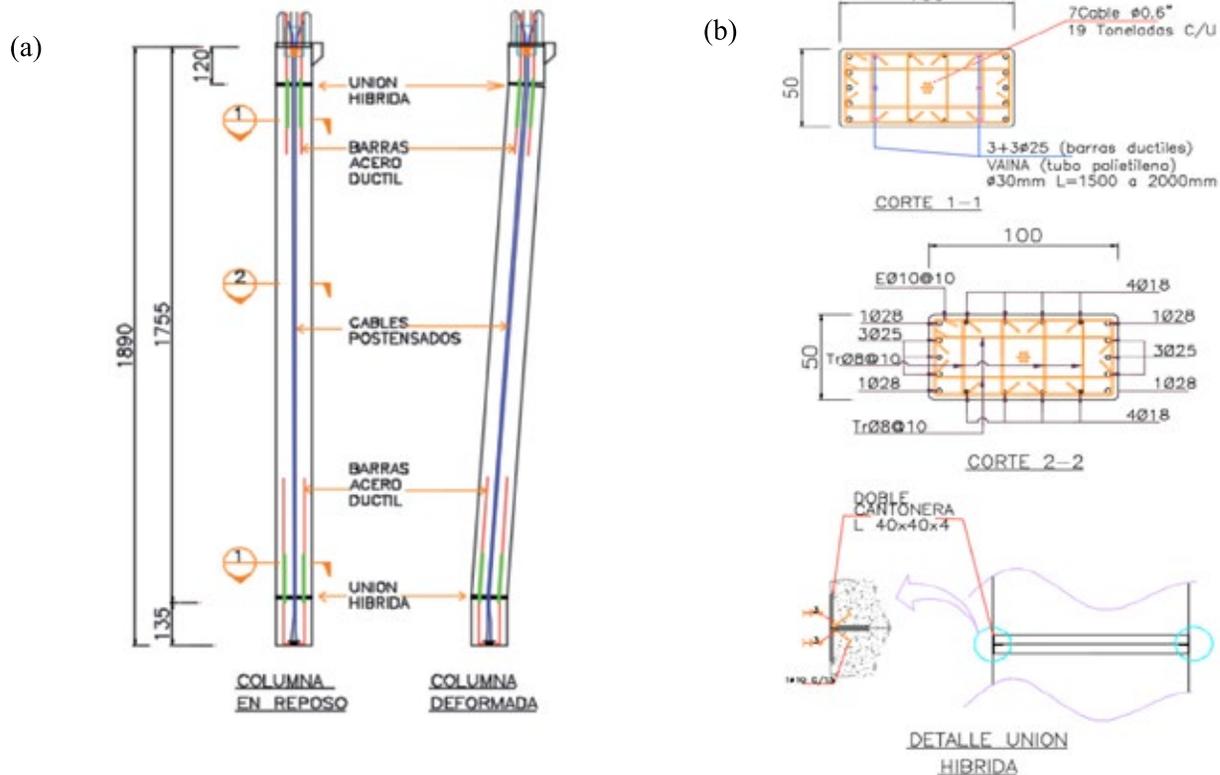


Figura 4: Detalles constructivos de columnas con uniones híbridas, a) columna eje E y esquema cinemática y b) cortes y detalles transversales

Por otro lado, en la Figura 5 se muestran algunas imágenes del proyecto en etapa de construcción.

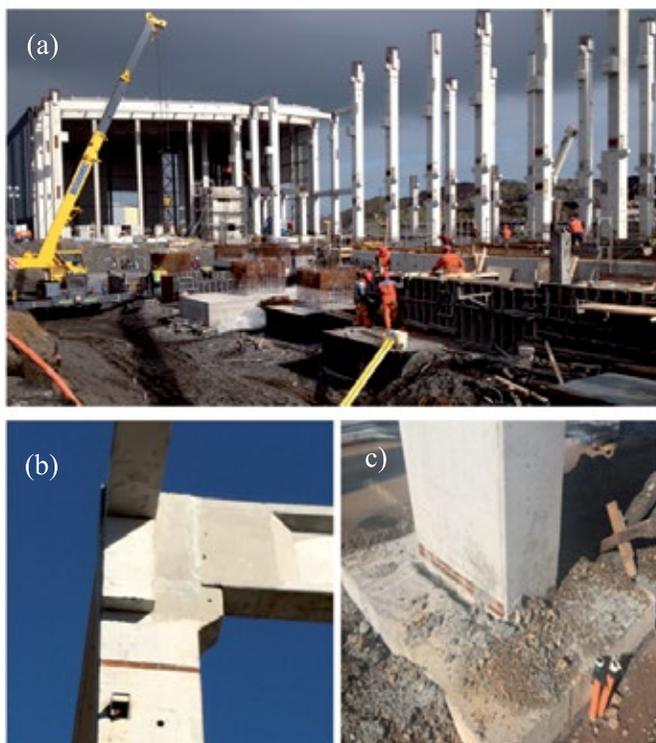


Figura 5: (a) Construcción y montaje de elementos estructurales, (b) unión híbrida en borde superior y c) inferior de una columna

Análisis de la estructura con uniones híbridas

Para evaluar el nivel de daño del proyecto con y sin uniones híbridas, se realizaron simulaciones numéricas no lineales de los pórticos. Los análisis se hicieron con el programa Ruaumoko 2D (Carr, 2004). En la Figura 6, complementada con la Tabla 1, se muestra uno de los modelos de análisis, con sus respectivas secciones críticas, localizadas en las uniones postensadas en las columnas.

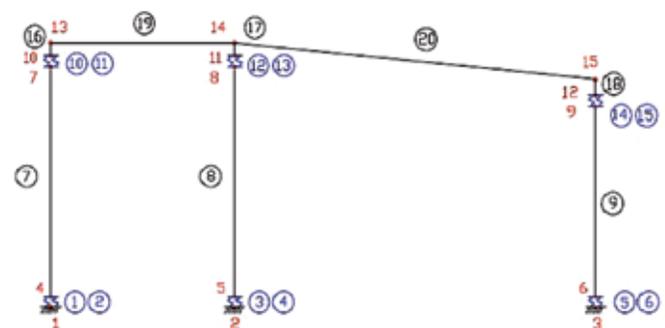


Figura 6: Modelo de análisis del marco transversal típico



Tabla 1: Nomenclatura de elementos utilizados en el modelo mostrado en Figura 6

Elementos	Descripción
1-3-5-10-12-14	Resorte rotacional: 7 cables 0.6" postensados (bilineal elástica)
2-4-6-11-13-15	Resorte rotacional: acero especial dúctil disipador 3+3φ25 (bilineal inelástica)
7-8-9-16-17-18	Columna 50x100cm (lineal elástica)
19	Viga inercia variable (lineal elástica)
20	Viga inercia constante (lineal elástica)

Los cables postensados y las barras de acero dúctil (disipadores) de la unión híbrida, se incluyeron en el análisis con resortes rotacionales en paralelo, siguiendo las leyes hysteréticas y los modelos físico-conceptuales mostrados en la Figura 7.

Las leyes hysteréticas indicadas en la Figura 7, corresponden a una ley bilineal inelástica para el acero dúctil y una ley bilineal elástica para los cables postensados. En la Tabla 2, se muestran los valores de los parámetros utilizados, donde k_o es la rigidez rotacional elástica, r es la razón entre la rigidez rotacional post-fluencia y la rigidez rotacional elástica y M_y es el momento flector de fluencia. Para su determinación, se siguieron las recomendaciones propuestas por Celik y Sritharan (2004).

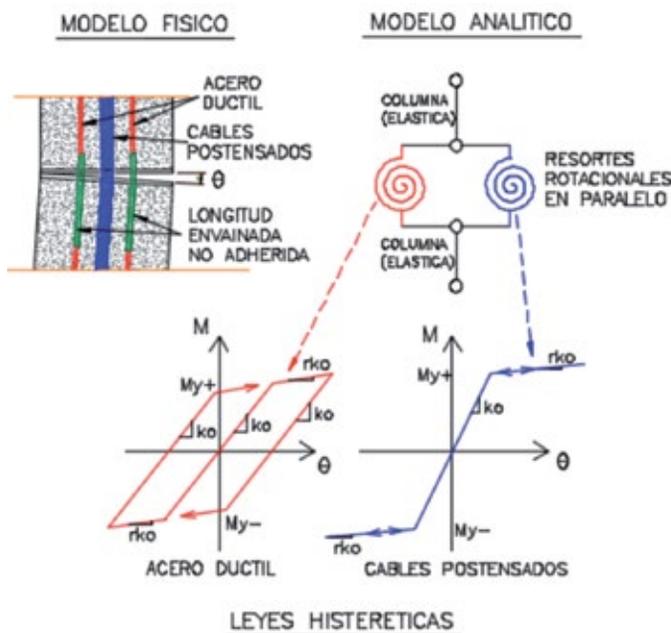


Figura 7: Modelo físico, analítico y leyes hysteréticas de barras de acero especial dúctil (disipadores) y cables postensados

Tabla 2: Parámetros utilizados en leyes hysteréticas

	k_o Tm/rad	r	M_y Tm
Acero dúctil	37110	0.015	37.11
Cables postensados	74096	0.004	74.10

Como evaluación preliminar de la estrategia de modelación, se realizó un análisis incremental en dos sentidos (*push-pull*), aplicando una historia de desplazamientos en el techo, tal como indica la Figura 8.

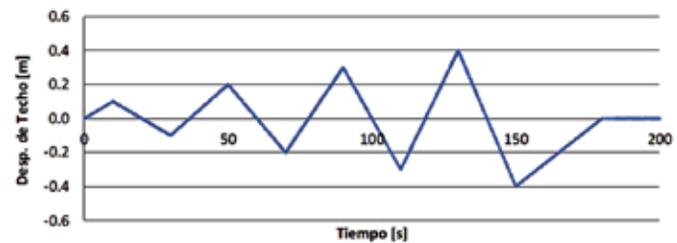


Figura 8: Historia de desplazamientos aplicada a modelo preliminar

El resultado preliminar mostrado en Figura 9, confirma que el modelo es capaz de representar la respuesta de tipo bandera, que caracteriza a estas uniones. De esta forma, es posible realizar análisis tiempo-historia más detallados, utilizando acelerogramas que se consideran representativos de las condiciones locales sísmicas.

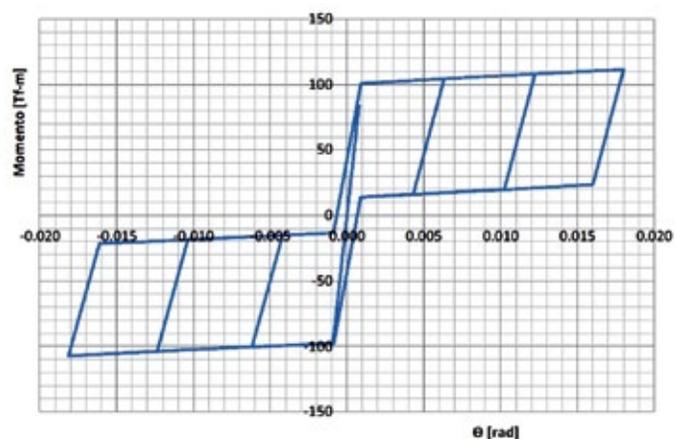


Figura 9: Diagrama momento-rotación obtenido en una de las uniones híbridas del borde inferior de las columnas



Análisis de la estructura original sin uniones híbridas

Para poder comparar el daño estructural y evaluar la efectividad de la solución propuesta, también es necesario modelar y analizar la estructura original sin uniones híbridas. Esto se realizó con el programa Ruaumoko 2D, a través de un análisis dinámico no lineal (Thiers, 2014). El modelo del marco transversal de la nave es similar al de la Figura 6, pero sin uniones híbridas. De esta forma, se consideraron las tres columnas, la viga de inercia variable y la viga de inercia constante.

Para modelar la no linealidad de la estructura se asume que las secciones críticas están en los extremos de los elementos y que el nudo tiene la resistencia suficiente para permitir que las secciones críticas fluyan antes de que el nudo falle. Para las vigas y las columnas se utilizaron elementos de plasticidad concentrada en sus extremos, del tipo Giberson (Sharpe, 1974), donde las rotaciones se concentran en los extremos del elemento. En la Figura 10 se muestra el esquema conceptual de este tipo de elementos.



Figura 10: Elemento tipo Giberson para modelar no linealidad en estructura original sin uniones híbridas

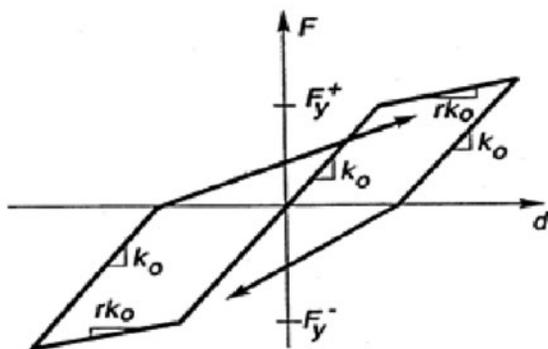


Figura 11: Ley de histéresis de Clough para modelar no linealidad en elementos de hormigón armado (caso original sin uniones híbridas)

La rigidez del resorte rotacional indicado en la Figura 10, se determina a partir de la rigidez tangente, correspondiente al nivel de deformación de la ley de histéresis considerada.

En este caso se utilizó la ley de histéresis de Clough (1966), mostrada en la Figura 11, que corresponde a la ley de Takeda modificada, con parámetros α y β igual a cero. Como los elementos de hormigón armado tienen baja rigidez post fluencia, se utilizó un valor de r igual a 1%.

Resultados y discusión

El análisis no lineal se hizo con el registro sísmico obtenido en Concepción 2010, mostrado en la Figura 12, en condiciones locales de sismicidad y tipo de suelo similares al lugar donde está el proyecto. Ambos suelos corresponden a arenas Bío Bío, sueltas en superficie con densidades relativas del orden de 50%. Además, la distancia entre la estructura del proyecto y la estación acelerográfica es de aproximadamente 20 km.

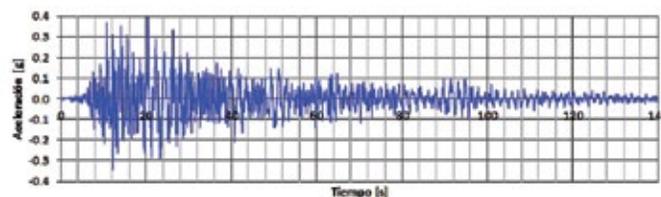


Figura 12: Acelerograma estación Concepción centro, 27 febrero 2010, orientación 60° con respecto al norte (Boroschek *et al.*, 2010)

Modelo sin uniones híbridas

Como primera etapa se realizó un análisis de la estructura original sin uniones híbridas. En la Figura 13 se muestra la respuesta de desplazamiento lateral en el techo calculado para el registro mostrado en Figura 12.

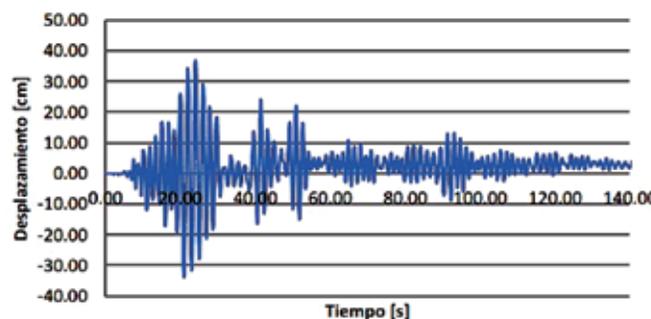


Figura 13: Historia de desplazamiento lateral en el techo (sin uniones híbridas)

Como se puede ver en la Figura 13, los desplazamientos en el techo del pórtico sin uniones híbridas alcanzan los



37 cm. Este nivel de desplazamientos es importante, ya que está asociado a la presencia de daños en las uniones y posibles fallas frágiles no localizadas por el método de diseño en base a fuerzas. Además, se deben tomar precauciones en los elementos que se unen a la nave en la dirección transversal, para poder sostener este nivel de deformaciones. De manera complementaria, se observa la presencia de desplazamientos remanentes, del orden de los 3 cm. En la Figura 14 se muestra el diagrama momento-curvatura obtenido en una de las bases de los pilares prefabricados.

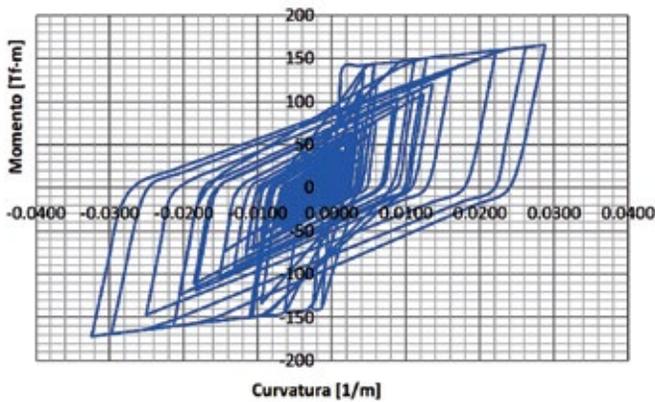


Figura 14: Diagrama momento-curvatura para columna con uniones híbridas (extremo inferior)

Los resultados observados en la Figura 14 muestran una fuerte incursión en el rango no lineal, con daños importantes en los pilares prefabricados sin uniones híbridas. Las máximas curvaturas alcanzadas fueron del orden de 0.0324 m^{-1} , por lo tanto, se debe confinar adecuadamente, dotar de ductilidad y reforzar los nudos.

En la Figura 15 se muestran las secciones más solicitadas y un posible mecanismo de colapso del pórtico. A partir de estos resultados se recomienda proveer confinamiento en los nudos y en las secciones de los elementos donde se espera que se produzcan rótulas plásticas. Además se debe detallar la enfierradura para evitar fallas frágiles e intentar localizar el daño en una sección crítica preestablecida. Estas recomendaciones son muy difíciles de lograr con el tipo de solución constructiva original. Los análisis de un diseño tradicional indican que se espera daño en las secciones críticas, con alargamientos unitarios en el acero de hasta un 4%.

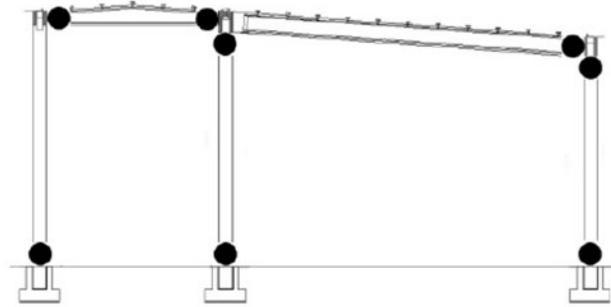


Figura 15: Posible mecanismo de colapso en el pórtico diseñado con métodos tradicionales

Modelo con uniones híbridas

El tipo de daño esperado sugiere la necesidad de controlar sus efectos y limitar los desplazamientos remanentes en la estructura. De esta forma, un sistema de uniones híbridas en los pilares prefabricados surge como una estrategia adecuada para lograr estos objetivos. Lo anterior se debe a la posibilidad de este sistema de concentrar el daño en las aberturas y disipar la energía con las barras desprovistas de adherencia en un tramo, evitando las concentraciones de alargamientos unitarios en el acero. El diseño de estas uniones se hizo de acuerdo a las recomendaciones de ACI T1.2-03 (2003).

En la Figura 16 se muestra el desplazamiento lateral en el techo, obtenido para el modelo con uniones híbridas, sometido al registro sísmico Concepción 2010 longitudinal.

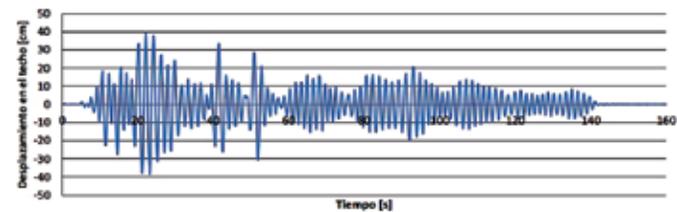


Figura 16: Historia de desplazamiento lateral en el techo para estructura con uniones híbridas

Según lo mostrado en la Figura 16, se observa que la estructura alcanzaría desplazamientos en el techo del orden de 40 cm, levemente mayores que la estructura tradicional. Sin embargo, no habría daño estructural asociado y la estructura recuperaría su posición original sin deformaciones remanentes, reflejando claramente las



ventajas del sistema propuesto. Esto es posible ya que el resto de los elementos estructurales se diseñaron por capacidad, para asegurar la formación del mecanismo de colapso deseado. De manera complementaria, en las Figuras 17 y 18 se muestran algunos diagramas momento-rotación obtenidos en las uniones híbridas de las columnas y en las vigas, respectivamente.

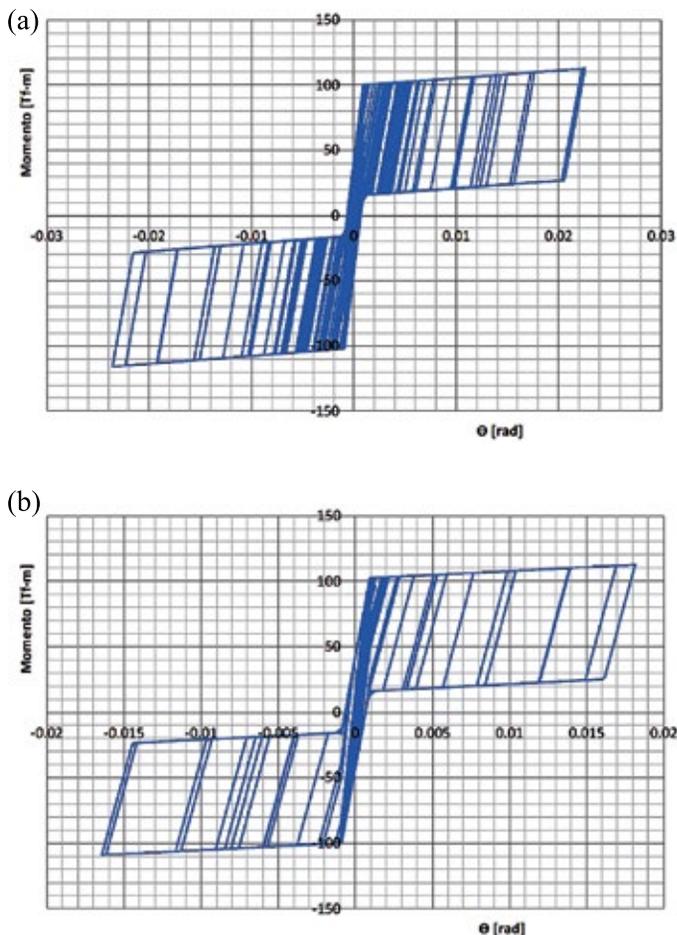


Figura 17: Diagramas momento-rotación para una columna con uniones híbridas, a) extremo inferior y b) extremo superior

De la Figura 18 se desprende que las vigas prefabricadas no incursionan en el rango no lineal, permaneciendo elásticas durante el sismo. Sin embargo deben poseer una resistencia adecuada para que la no linealidad se concentre en la unión híbrida de las columnas. En la Figura 19 se muestra el esquema de resistencia requerida a flexión para que las vigas permanezcan elásticas, en las secciones cercanas a los nudos.

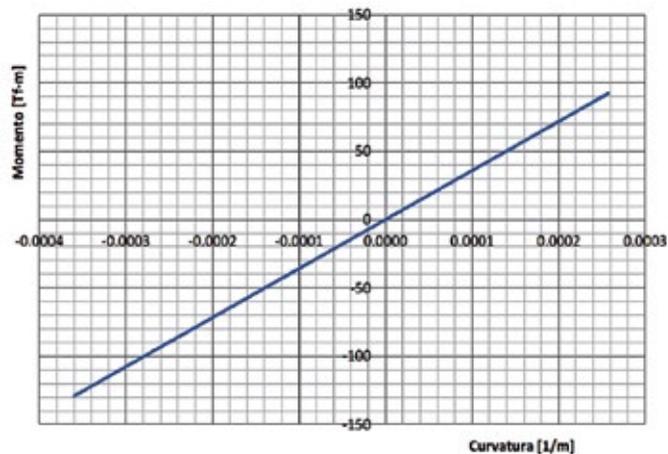


Figura 18: Diagrama momento-curvatura en extremo derecho de viga prefabricada de inercia constante

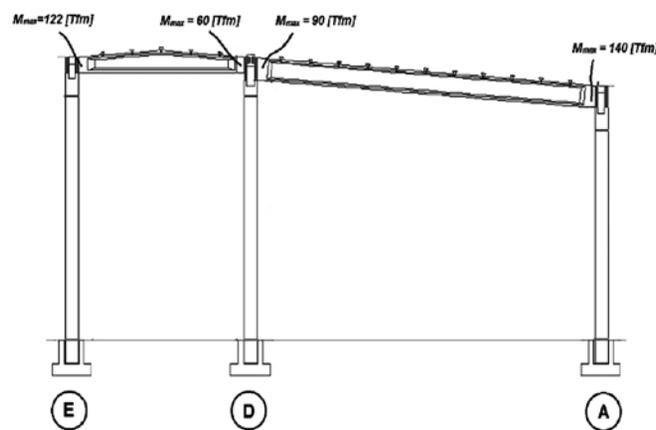


Figura 19: Resistencia requerida de vigas a flexión para permanecer elásticas

Modelo con uniones híbridas para otros registros sísmicos

Para comparar las demandas de desplazamientos correspondientes a registros en diferentes condiciones de suelo, se obtuvo la respuesta de la estructura modificada con uniones híbridas sometida a registros de Concepción y Viña del Mar. En la Figura 20 se resumen los resultados obtenidos. En azul se dibujó la respuesta momento rotación de la unión en la base de la columna del eje A sometida al registro Concepción centro 2010. Sobre esta curva se marcaron los valores máximos de momento y rotación obtenidos en los análisis realizados con los demás registros. Se puede ver que para los diferentes registros considerados, propios de diversas condiciones del suelo



bajo la estructura, la demanda de capacidad de deformación es la variable. En todos los casos, a excepción de los registros obtenidos directamente sobre roca, se alcanza la resistencia disponible, mostrando lo evidente, que el diseño sísmico constituye un problema de desplazamientos y no de resistencia.

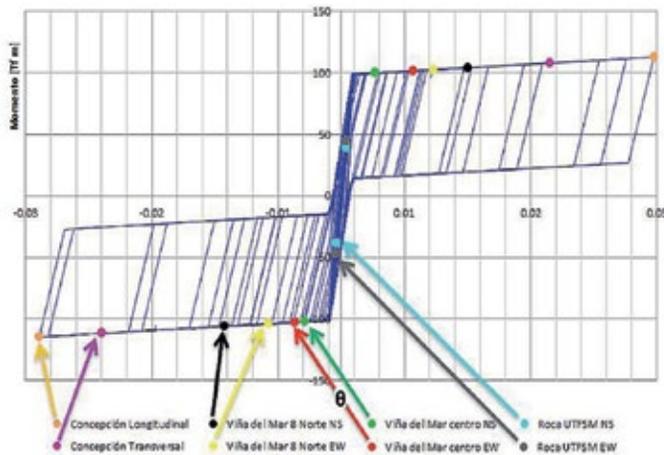


Figura 20: Diagrama momento-rotación de unión híbrida en la base de la columna del eje A para diversos registros sísmicos

Conclusiones

En este estudio se mostró analíticamente la efectividad de la utilización de uniones híbridas auto centrantes, como medio para controlar el daño sísmico estructural en pórticos prefabricados de hormigón armado. Esta solución constructiva es aún más relevante cuando la estructura se encuentra emplazada en suelos arenosos sueltos con posibilidades de sufrir desplazamientos sísmicos laterales del orden de 40 cm.

Al comparar el comportamiento sísmico del pórtico diseñado tradicionalmente versus el pórtico diseñado con uniones híbridas, se puede destacar que este último permite controlar el mecanismo de colapso, permitiendo que las vigas permanezcan elásticas, concentrando el daño en la abertura de las uniones híbridas de las columnas, disipando esa energía a través de las barras dúctiles y proveyendo un auto-centrado a través de los cables postensados. Estas ventajas comparativas son muy difícil de alcanzar en pórticos diseñados tradicionalmente en base a fuerzas.

Del punto de vista constructivo, se observó que es posible implementar este sistema de uniones híbridas en estructuras industriales reales, las cuales por razones

propias de continuidad de operación, requieren minimizar los daños y limitar las deformaciones remanentes frente a eventos sísmicos importantes.

Agradecimientos

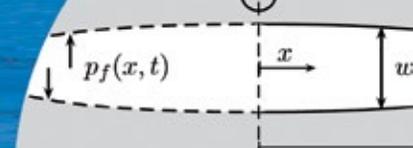
Los autores agradecen la información y el aporte a este artículo entregado por los ingenieros Manuel Robles (encargado del diseño de la estructura prefabricada) y Patricio Bonelli (revisor sísmico estructural del proyecto, quien sugirió y asesoró el diseño de las uniones híbridas). Además se agradece la colaboración del Ing. Alexander Opazo, docente de la Universidad del Bío Bío quien colaboró en la redacción de este documento y de las empresas constructoras Prefabricados Estructurales S.A (fabricación de elementos prefabricados) y CME (montaje en terreno), por sus importantes gestiones y acompañamiento en las visitas a obra.

Referencias

- ACI T1.2-03 (2003). Special hybrid moment frames composed of discretely jointed precast and post-tensioned concrete members. American Concrete Institute and Innovation Task Group 1 and collaborators, Farmington Hills, MI
- Arslan, M.H., Korkmaz, H.H. and Gulay, F.G. (2006). Damage and failure pattern of prefabricated structures after major earthquakes in Turkey and shortfalls of the Turkish Earthquake code. *Engineering Failure Analysis* 13(4), 537-557
- Boroschek, R., Soto, P. y Leon, R. (2010). Registros del terremoto del Maule Mw = 8.8, 27 de febrero de 2010. Red Nacional de Acelerógrafos, Universidad de Chile, Informe RENADIC 10(05)
- Buchanan, A.H., Bull, D., Dhakal, R.P., MacRae, G., Palermo, A. and Pampanin, S. (2011). Base isolation and damage-resistant technologies for improved seismic performance of buildings. Royal Commission of Inquiry into Building Failure Caused by the Canterbury Earthquakes. University of Canterbury
- Carr, A.J. (2004). Ruaumoko 2D-Inelastic dynamic analysis. Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch
- Celik, O. and Sritharan S. (2004). An evaluation of seismic design guidelines proposed for precast concrete hybrid frame systems. Iowa State University



- Clough, R.W. (1966). Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements. Internal Report, University of California, Berkeley
- Kam, W.Y., Pampanin, S., Dhakal, R.P., Gavin, H., and Roeder, C.W. (2010). Seismic performance of reinforced concrete buildings in the September 2010 Darfield (Canterbury) earthquakes. *Bulletin of the New Zealand Society of Earthquake Engineering* 43(4), 340-350
- Kam, W.Y., Pampanin, S. and Elwood, K. (2011). Seismic performance of reinforced concrete buildings in the 22 February Christchurch (Lyttleton) earthquake. *Bulletin of the New Zealand Society of Earthquake Engineering* 44(4), 239-279
- Pampanin, S. (2005). Emerging solutions for high seismic performance of precast/prestressed concrete buildings. *Journal of Advanced Concrete Technology* 3(2), 207-223
- Posada, M. and Wood, S. (2002). Seismic performance of precast industrial buildings in Turkey. In *7th US National Conference on Earthquake Engineering (7NCEE)*
- Priestley, M.J.N. (1991). Overview of the PRESSS research programme. *PCI Journal* 36(4), 50-57
- Priestley, M.N. (1996). The PRESSS program: current status and proposed plans for phase III. *PCI Journal* 41(2), 22-40
- Priestley, M.J.N., Sritharan, S., Conley, J.R. and Pampanin, S. (1999). Preliminary results and conclusions from the PRESSS five-story precast concrete test building. *PCI Journal* 44(6), 42-67
- Saatcioglu, M., Mitchell, D., Tinawi, R., Gardner, N. J., Gillies, A. G., Ghobarah, A. and Lau, D. (2001). The August 17, 1999, Kocaeli (Turkey) earthquake damage to structures. *Canadian Journal of Civil Engineering* 28(4), 715-737
- Sezen, H. and Whittaker, A.S. (2006). Seismic performance of industrial facilities affected by the 1999 Turkey earthquake. *Journal of Performance of Constructed Facilities* 20(1), 28-36
- Sharpe, R. (1974). *The seismic response of inelastic structures*. PhD thesis, Department of Civil Engineering, University of Canterbury
- Stanton, J., Stone, W.C. and Cheok, G.S. (1997). A hybrid reinforced precast frame for seismic regions. *PCI Journal* 42(2), 20-32
- Thiers, R. (2014). *Daños en edificios de hormigón armado y su relación con el suelo – Terremoto de Chile 2010*. Tesis de Magister, Universidad Técnica Federico Santa Maria
- Zhao, B., Taucer, F. and Rossetto, T. (2009). Field investigation on the performance of building structures during the 12 May 2008 Wenchuan earthquake in China. *Engineering Structures* 31(8), 1707-1723



Numerical modelling and diagnostic techniques of hydraulic fractures based on their inlet behaviour

Modelamiento numérico y técnicas de diagnóstico de fracturas hidráulicas basados en su comportamiento en el punto de inyección

Fecha de entrega: 5 de enero 2015

Fecha de aceptación: 22 de septiembre 2015

Cristóbal Valderrama and Esteban Sáez

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

In the current conditions of mines exploited by caving methods, pre-conditioning by hydraulic fracturing has proven to have positive impacts such as the decrease in the block's size related to the primary fragmentation. An essential part of the pre-conditioning design is the estimation of the hydraulic fracture's length. On the other hand, the energy dissipated by the viscous flow inside the fracture modifies the propagation characteristics of these fractures, making difficult the use of standard methods of fracture mechanics in numerical modelling. For this reason, for plain-strain and axisymmetric cases we propose a numerical resolution strategy, which can be used for any set of hydraulic fracturing parameters. These criteria are based on the pressure and opening values at the inlet, and additionally on their length (or radius). Furthermore, this last characteristic, allow us to modify the propagation criteria in order to generate diagnostic tools for the estimation of fractures dimensions in the field.

Keywords: hydraulic fracturing, numerical modelling, diagnostic technique, mine pre-conditioning

En las actuales condiciones de las minas explotadas por métodos de hundimiento, el pre-acondicionamiento con fracturamiento hidráulico ha probado tener impactos positivos como la disminución del tamaño de bloques asociados a la fragmentación primaria. Parte fundamental del diseño del pre-acondicionamiento es la estimación de la longitud de las fracturas hidráulicas. Por otro lado, la energía disipada por el flujo dentro de la fractura modifica las características de propagación de estas fracturas, haciendo difícil el uso de los métodos estándar de la mecánica de fracturas en la modelación numérica. Por esta razón, para los casos de deformaciones planas y de simetría de revolución se presentan estrategias de resolución numérica, que pueden ser utilizadas para cualquier conjunto de parámetros del fracturamiento hidráulico. Estos criterios utilizan los valores de la presión o de la apertura de la fractura en el punto de inyección, además de su longitud (o radio). Además, esta última característica permite modificar los criterios de propagación generando herramientas de diagnóstico para la estimación de las dimensiones de las fracturas hidráulicas en terreno.

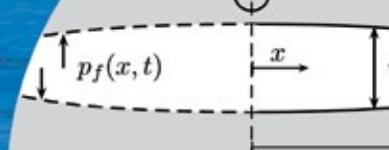
Palabras clave: fracturamiento hidráulico, modelamiento numérico, técnica de diagnóstico, pre-acondicionamiento de minas

Introduction

Hydraulic fracturing is the process of fracture inducement and propagation, which exist in natural conditions, as intrusive dykes generated by magma driven flows (Spence and Turcotte, 1985); and artificially developed for industrial applications such as: increase of the permeability in oil and gas reservoirs (Valkó and Economides, 1995), stimulation of geothermal reservoirs, nuclear waste disposal (Abou-Sayed, 1994), in-situ stress measurements (Haimson

and Cornet, 2003) and rock mass pre-conditioning in underground mines exploited by non-supported methods such as caving and longwall methods (Jeffrey *et al.*, 2001; van As *et al.*, 2004).

On the other hand, the current trend in mining is an increase in the importance of underground mines, because reserves are deeper and with lower grades (Moss, 2011), where a large number of caving mines are located in hard rock masses, with a high-stress environment and low density of



discontinuities. These conditions involve an increment of seismicity, stagnation of caving and increase in the blocks size. To overcome these problems, pre-conditioning by hydraulic fracturing is being used to generate a controlled alteration of the rock mass previous to mining, which has induced a decrease in the magnitude of seismicity, an increase of the connection time to the crater and a reduction in the size of rock fragments (Araneda and Sougarret, 2007).

A proper estimation of fracture's length evolution is an important part of the design of hydraulic fracturing, which is generally done by means of numerical modelling; hence, it is crucial to develop mathematical models able to predict the fracture growth (length, opening and internal fluid pressure variation). When the rock mass is impermeable, the problem involves three coupled phenomena: the mechanical deformation of fracture's surfaces, the fluid flow inside the fracture and fracture's propagation. From the point of view of the problem's mathematical formulation, coupling of the aforementioned phenomena leads to a complex structure solution which is dominated by near tip processes (Adachi *et al.*, 2007; Detournay, 2004). For the case of hydraulic fractures that propagates in a medium without fracture resistance, it has been shown that a stress singularity proportional to $r^{-1/3}$ exists (Desroches *et al.*, 1994), where r is the coordinate ahead of the tip, which is different to the $r^{-1/2}$ classical singularity of Linear Elastic Fracture Mechanics LEFM. Furthermore, fracture toughness K_{Ic} is not necessarily a leading term in the solution. These facts complicate (and, in some cases prevent) the use of typical numerical methods to control fracture propagation; however, the problem has been solved imposing the propagation condition $K_I = K_{Ic}$ (Akulich and Zvyagin, 2008; Desroches and Thiercelin, 1993), where the stress intensity factor K_I is calculated numerically using the weighted function method. Also, the imposition of proper asymptotic behaviour of tip openings has been used to solve some specific cases (Garagash and Detournay, 2007; Garagash, 2006). Nevertheless, these approaches are based on the complex tip behaviour and explicit energy concepts have not been used.

After hydraulic fracture is generated, an evaluation of the performance is necessary, which can be accomplished through indirect methods, such as well testing and net-

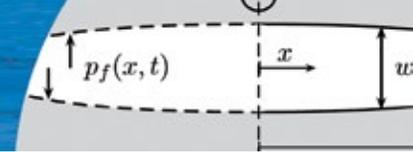
pressure analysis, and by means of direct methods, such as tiltmeters and micro-seismic mapping (Moss and Maron, 1987). Normally, direct methods give better results than indirect ones, but they require specific equipment, and additionally its results may be affected by ambient noise, such as wind, mines induced seismicity and subsidence. Indirect methods are able to give a rough description of the geometry, which might be enough for design purposes; therefore, the focus of this work is on the development of a tool for fracture's dimensions estimation using field injection-pressure records (net-pressure analysis). To achieve this objective, we re-examine the problem of hydraulic fracture propagation driven by a Newtonian fluid, propagating in an impermeable, linear-elastic medium for a plain-strain and axisymmetric geometries. For both cases, we develop mode I numerical resolution strategy defined in terms of inlet values, such as pressure and opening at the injection point, avoiding tip behaviour. Based on these propagation conditions, we propose a net-pressure analysis, which considers fracture resistance, viscous dissipation, local mass conservation, and solid-fluid coupling.

This paper is organized as follows. First, the mathematical formulation is described. Then, new parameters based on inlet values and fracture length (radius), are introduced and propagation conditions with these parameters are generated. Finally, results of these criteria in numerical modelling and the development of net-pressure analysis founded on the previously generated propagation criteria are shown.

Mathematical formulation

A symmetric fracture under plain-strain assumption and a radially symmetric fracture are considered, both have half-length (or radius) $l(t)$, and propagate through an impermeable, linear-elastic solid, driven by the injection of a incompressible Newtonian fluid in the center of fractures. The medium is characterized by a plain-strain Young's modulus E' , fracture toughness K_{Ic} , and a constant confining stress σ_0 , while the injection is characterized by the fluid viscosity μ and a constant injection rate Q_0 (see Figure 1).

The problem consists in determining the evolution of the fracture's half-length $l(t)$, opening $w(x,t)$ and the net-



pressure $p(x,t) = p_f(x,t) - \sigma_0(x)$, where p_f is the total fluid pressure, t is the injection time, and x is the coordinate from the inlet to the tip. The model assumptions are: the fracture is completely filled with fluid; therefore the solution does not depend on σ_0 ; the flow is unidirectional and laminar; the viscous shear stresses in fracture's walls are negligible; and the fracture propagates in mobile equilibrium. To impose the quasi-static propagation (mobile equilibrium), a new strategy is introduced.

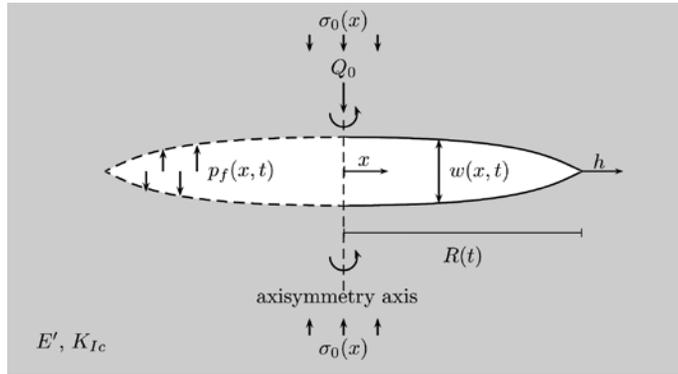


Figure 1: Schematic representation of the problem

The opening of the fracture walls $w(x,t)$ produced by the net-pressure $p(x,t)$ can be obtained by means of integral equations, which shows the non-local character of the problem:

$$w(x,t) = \frac{8}{\pi E' l^{m-1}} \int_0^l G_m \left(\frac{x}{l}, \frac{x'}{l} \right) p(x',t') x'^{m-1} dx' \quad (1)$$

where $m = 1$ and $m = 2$, for plane-strain and radially symmetric geometries, respectively. The elastic kernels G_1 and G_2 are given in Sneddon (1951) and Sneddon and Lowengrub (1969).

By combining the local fluid mass balance and Poiseuille law we obtain Reynolds's equation, which is used to model the fluid flow inside the fracture:

$$\frac{\partial w}{\partial t} = \frac{1}{12 \mu x^{m-1}} \frac{\partial}{\partial x} \left(x^{m-1} w^3 \frac{\partial p}{\partial x} \right) + \frac{v_{ip}(t)}{x} \left(2^{m-1} w + x \frac{\partial w}{\partial x} \right) \quad (2)$$

where $v_{ip}(t)$ is the propagation velocity and the right hand term comes from the assumption that fluid reaches the tip of the fracture, *i.e.* $q(l^-,t) = v_{ip}(t)w(l^-,t)$, superscript $-$ indicate left limit. Fluid injection is modeled by a source at

the center of the fracture.

Also, the global mass conservation is considered:

$$Q_0 t = 2 \int_0^{l(t)} (\pi x)^{m-1} w(x,t) dx \quad (3)$$

The uniqueness of the solution is achieved applying a quasi-static propagation condition such as $K_I = K_{Ic}$; however, in this paper this condition is enforced in a different manner, which is presented and discussed in the next section.

Proposed method

The complex near-tip behaviour of the hydraulic fractures makes it difficult to impose the classical quasi-static criterion $K_I = K_{Ic}$. For this reason, we translate the evaluation of the propagation condition to the injection point, avoiding calculations in the tip. Furthermore, hydraulic fracture's evolution depends on their energy dissipation processes, so, it seems reasonable to use an energy parameter in numerical modelling. Therefore, we developed new parameters, W_m , which depends on inlet values, such as pressure and opening at the injection point, and with the same units that the energy release rate (Joules/m²):

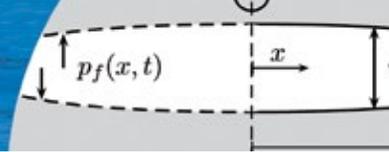
$$W_1 = \frac{p(0,t)Q_0}{2v_{ip}(t)} \quad (4)$$

$$W_2 = \frac{w(0,t)^2 E'}{l(t)} \quad (5)$$

For the axisymmetric case we choose $w(0,t)$ instead of $p(0,t)$ because the last one is singular at the inlet. Based on existing semi-analytical solutions (Garagash, 2006; Garagash and Detournay, 2007; Savitski and Detournay, 2002), we described the behaviour of W_m for viscosity W_{mv} and toughness W_{mT} dominated regimes, *i.e.* when the energy is expended mainly in viscous flow or fracture creation, respectively. The transition between these two limiting cases is controlled by the dimensionless toughness T_m :

$$T_1 = \frac{4\sqrt{2/\pi} K_{Ic}}{(12\mu Q_0 E'^3)^{1/4}} \quad (6)$$

$$T_2 = 4\sqrt{2/\pi} K_{Ic} \left(\frac{t^2}{12^5 \mu^5 Q_0^3 E'^{13}} \right)^{1/18} \quad (7)$$



It is preferable to have an expression W_m in terms of dimensionless toughness T_m , because this parameter controls the evolution of fracture. Hence, we define the dimensionless form of W_m as W_m/W_{mV} :

$$W_{1V}^D = 1 \quad \text{and} \quad W_{1T}^D = \frac{9\pi}{128} T_1^2 \quad (8)$$

$$W_{2V}^D = 1 \quad \text{and} \quad W_{2T}^D = \frac{1}{2.047} \left(\frac{\sqrt{2}}{8} \right)^{2/5} T_2^2 \quad (9)$$

The existing semi-analytical solutions (Garagash, 2006; Garagash and Detournay, 2007; Savitski and Detournay, 2002) only apply for limited cases; then, we generated continuous functions for the entire range $T_m = [0, \infty)$, which can be included as propagation condition for the hydraulic fracturing algorithm. The form of these functions is:

$$W_m^D = W_{mV}^D + W_{mT}^D - W_{mIN}^D \quad (10)$$

where W_{mIN}^D introduces the interaction and it is used to fit the function in the transition between viscosity and toughness regimes; W_{mIN}^D must have the following characteristics:

- Strictly positive in $T_m = [0, \infty)$
- $\lim_{T_m \rightarrow \infty} W_{mIN}^D = 1$ and $\lim_{T_m \rightarrow 0} W_{mIN}^D = 0$

In line with these requirements, we suggest a simple rational function of the form:

$$W_{mIN}^D = \frac{T_m^2}{T_m^2 + a_m T_m + b_m} \quad (11)$$

where for the plane-strain case $a_1 = -0.4246$, $b_1 = 4.9317$, and for the axisymmetric case $a_2 = -0.0253$, $b_2 = 4.0940$. These coefficients were obtained by imposing the continuity of the expression (11) for both cases. By combining the above equations, we obtain quasi-static criteria for the plane-strain case in expression (12), and for the axisymmetric case in expression (13):

$$\frac{p(0,t)Q_0}{v_{fp}(t)} = \frac{4\sqrt{12}}{3} (\mu Q_0 E')^{1/2} \left(1 + \frac{9\pi}{128} T_1^2 - W_{1V}^D \right) \quad (12)$$

$$\frac{w(0,t)^2 E'}{l(t)} = 8.1407 \left(\frac{\mu^5 Q_0^3 E'^4}{t^2} \right)^{1/9} \left(1 + \frac{1}{2.047} \left(\frac{\sqrt{2}}{8} \right)^{2/5} T_2^2 - W_{2V}^D \right) \quad (13)$$

Applications

Algorithm implemented

The solution strategies to impose the quasi-static propagation were implemented in an algorithm which solves the hydraulic fracture propagation's problem in a coupled manner. For a given fracture half length (or radius) $l(t)$, the algorithm solves iteratively the governing equations to achieve the time which meets quasi-static propagation according to the (12) and (13). The elasticity equation (1) and the fluid flow equations (2) and (3) are solved independently, and are iteratively coupled through a fixed-point method (Figure 2). A boundary element method is used to solve the elasticity equation (Gordeliy and Detournay, 2011; Crouch and Starfield, 1983); for the fluid flow a finite difference method is employed to calculate de pressure gradient $\partial p/\partial x(x,t)$, then, the net pressure $p(x,t)$ is obtained by integrating $\partial p/\partial x(x,t)$ and by imposing the global mass conservation (3).

The coupling process starts with trial values for the opening w_k and net pressure p_k . A new pressure $p_{k+1/2}$ is obtained through the fluid flow equations, and afterwards the pressure is updated as $p_{k+1} = a p_{k+1/2} + (1 - a) p_k$ (where $0 < a < 1/2$). The updated pressure is used in the elasticity equation to obtain $w_{k+1/2}$, and the updated opening is calculated as $w_{k+1} = a w_{k+1/2} + (1 - a) w_k$. The convergence of the iterative coupling is controlled by a tolerance on the norm of the pressure's vector between successive steps. Once the convergence is reached, the quasi-static propagation is iteratively accomplished by a combined bisection-Müller method.

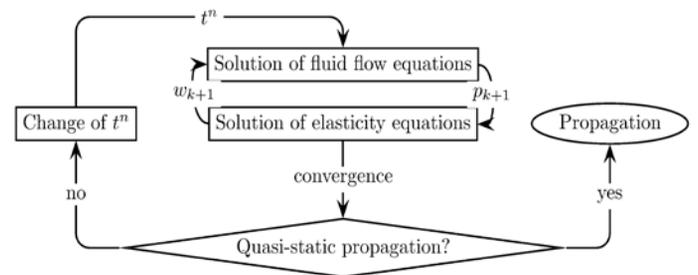
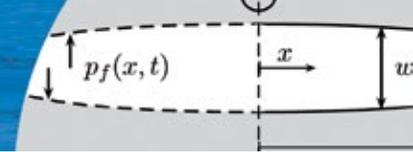


Figure 2: Algorithm implemented to solve the coupled problem of hydraulic fracture propagation



Numerical modelling

In this section we show the results obtained with the proposed strategies and compare it against those obtained by existing semi-analytical solutions and existing softwares. To compare the results, we use the dimensionless half-length in viscosity:

$$\gamma_{1V} = l(t) \frac{(12\mu)^{1/6}}{Q_0^{1/2} E^{1/6} t^{2/3}} \quad (14)$$

$$\gamma_{2V} = l(t) \left(\frac{12\mu}{E' Q_0^3 t^4} \right)^{1/9} \quad (15)$$

In our calculations, we used a uniform grid of boundary elements along the fracture, with the same pressure tolerance of 10^{-3} for the coupling algorithm and for the propagation condition. For the plane-strain case, Figure 3 compares our results with those obtained numerically by Garagash (2006) and Garagash and Detournay (2007) and with the semi-analytical solutions of Adachi (2001). It is possible to see that our results agree with the existing solutions.

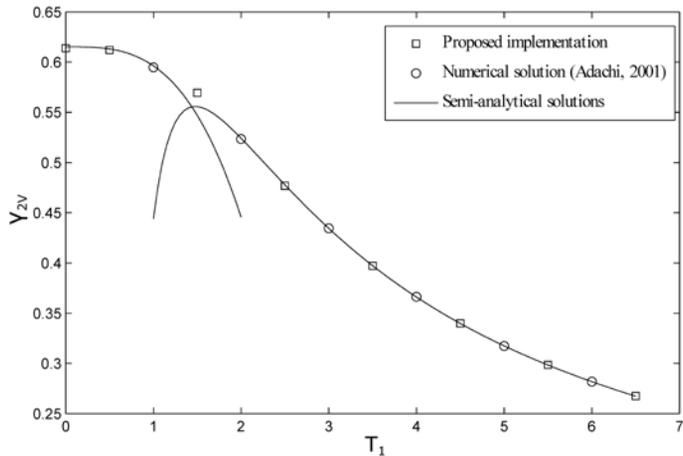


Figure 3: Comparison of computed plane-strain dimensionless half-length γ_{1V} by the proposed implementation against semi-analytical solutions (Garagash, 2006; Garagash and Detournay, 2007) and a numerical solution (Adachi, 2001)

Figure 4 shows how the dimensionless radius γ_{2V} varies with the dimensionless toughness T_2 , which is a description of the fracture's evolution with the injection time. Our results were compared with those obtained by the Loramec software (Desroches and Thiercelin, 1993), and with the semi-analytical solution (Savitski and Detournay, 2002). The results agree with the Loramec results, however, for

$T_2 < 0.5$ differences are observed. This discrepancy is due to the assumption of injection as a point source, while Loramec takes into account the borehole radius.

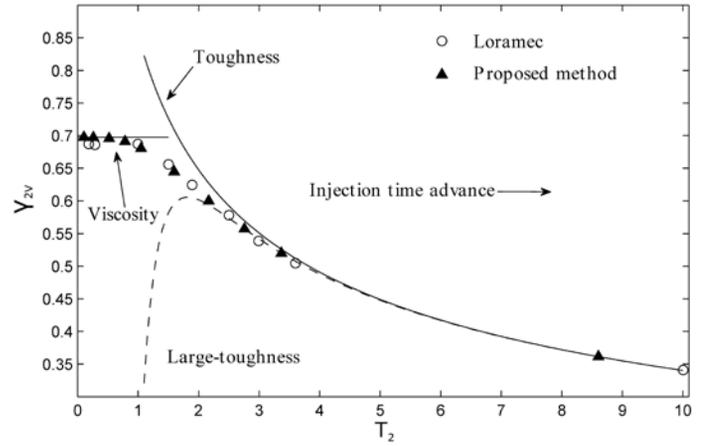


Figure 4: Comparison of the computed axisymmetric dimensionless radius γ_{2V} by the proposed method against the Loramec results and the semi-analytical solution

The proposed strategies have the advantage that despite of the pressure singularities of the problem, they do not require a fine grid in the solution of the elasticity equation. In both cases only 10 boundary elements were used.

Diagnostic techniques

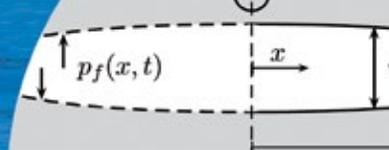
From the proposed criteria (12) and (13), it is possible to isolate the half-length $l(t)$; then they could be used as an estimator of the fracture's length. For the plane-strain case we can write (12) as:

$$p(0,t)dt = \frac{4\sqrt{12}}{3} \left(\frac{\mu E'}{Q_0} \right)^{1/2} \left(1 + \frac{9\pi}{128} T_1^2 - W_{1IN}^D \right) dl \quad (16)$$

where $v_{tip} = dl/dt$. Integration of (16) gives an expression for the half-length in terms of net-pressure:

$$l(t) = \frac{3}{4\sqrt{12}} \left(\frac{Q_0}{\mu E'} \right)^{1/2} \left(1 + \frac{9\pi}{128} T_1^2 - W_{1IN}^D \right)^{-1} \int_{tI}^{tF} p(0,t) dt \quad (17)$$

In (17), $p(0,t)$ is the inlet net-pressure obtained from the field recording, and $Q_0 = Q_T/h_f$ being Q_T (m^3/s) the total injection rate, while h_f is the out-of-plane dimension of the 2D fracture. tI and tF are the times in which the propagation



starts, and the time when injection ends, respectively. To obtain $l(t)$ is necessary to set h_f and calculate the right-hand of (17).

The plane-strain geometry (KGD in the literature) is appropriate for fractures in which $h_f > 2l$, *i.e.* fractures in stratified rocks, such as sedimentary formations, or in treatments with a long pressurized interval (the zone where the fluid can enter to the rock mass).

In the axisymmetric case, it is possible to isolate $l(t)$ directly from (15):

$$l(t) = \frac{w(0,t)^2}{8.1407} \left(\frac{tE^{15}}{\mu^5 Q_0^3} \right)^{1/9} \left(1 + \frac{1}{2.047} \left(\frac{\sqrt{2}}{8} \right)^{2/5} T_2^2 - W_{2IN}^D \right)^{-1} \quad (18)$$

To the author's knowledge, it is impossible to measure the inlet's opening in the course of the injection; however, it is possible to identify generated fractures by performing borehole televiewer loggings before and after the hydraulic fracturing.

To obtain the final radius of the fracture by (18), it is necessary an aperture at the end of the injection $w(0,tF)$; nevertheless, the after-fracturing measurement needs to be done once the fluid pressure has dissipated and fracture has closed ($t = tR$). Therefore, we are capable to measure the 'residual opening' $w(0,tR)$ generated by the water remaining inside the fracture (into the voids between asperity-supported pinched regions).

To overcome this restriction, an elliptical shape (the shape produced by constant pressure) is assumed for both openings $w(0,tF)$ and $w(0,tR)$. Under this assumption, $w(0,tF)$ and $w(0,tR)$ can be written in terms of their respective inlet's openings, and also the volume of fracture is lineal with respect to the inlet's openings.

On the other hand, in the field, it is possible to measure the volume of fluid that comes back to the pump system once the injection ends, V_{rec} . Then, by mass conservation we can obtain $w(0,tF)$ as:

$$w(0,tF) = \frac{w(0,tR)^2}{1 - V_{rec} / V_{tot}} \quad (19)$$

Finally, an estimation of the fracture's radius is obtained replacing (19) in (18). Also, instead of using V_{rec} , it is

possible to use the volume of fluid stored into the fracture, which can be measured through a tiltmeter analysis.

It is important to discuss the validity of the presented diagnostic techniques, mainly because a rock mass contains pre-existing discontinuities, material heterogeneities and variable stresses. For plane-strain and axisymmetric case, the solutions are valid for low variations in material properties and field stresses along the propagation path.

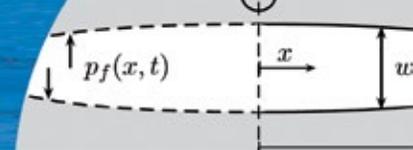
Since the solutions do not consider the interaction between pre-existing discontinuities and hydraulic fractures, they are suited for low-fractured rock masses, or rock masses in which their discontinuities have hard infill and high in-situ stresses. Also, attention must be paid to the spacing between hydraulic fractures; if it is small, interaction among fractures take a place and the solution is no longer valid (a measure of the "smallness" of the spacing is given in Bungler *et al.*, 2012).

Conclusions

The hydraulic fracture's propagation analysis depends strongly on the parameters, which define the dominant dissipation mechanism; even the singularity type changes depending on whether the fracture generation or the viscous flow is the controlling phenomena. For this reason, the conventional approach of linear elastic fracture mechanics may not be appropriate for this problem.

For the numerical modelling, we proposed solution strategies for the plane-strain and penny-shaped geometries. The strategies consist in the construction of continuous functions of inlet's pressure and inlet's opening (for the plane-strain and penny-shaped cases, respectively), which depend on the dimensionless toughness T_m . These functions can be used for any combination of hydraulic fracture's parameters ($0 \leq T_m < \infty$). Also, the developed method is efficient and with a coarse grid we can obtain satisfactory results, and it is not affected by inlet and tip singularities.

Further, we indicate the advantage of writing propagation conditions in terms of inlet parameters and fracture dimensions, because they can be converted in simple tools of fracture's length assessment. These tools take into account; viscous dissipation, local fluid-mass conservation, fractures resistance and coupling effects.



In addition to the simplicity of the developed tools, they could be useful when the typical tools for fracture's length estimation, such as tiltmeters or micro-seismicity mapping, are exposed to noisy conditions such as mining-induced seismicity and subsidence, which can affect the results.

References

- Abou-Sayed, A.S. (1994). Safe injection pressures for disposing of liquid wastes: a case study for deep well injection. *Proceedings of the Second SPE/ISRM Rock Mechanics in Petroleum Engineering*. Balkema, 769-776
- Adachi, J. (2001). *Fluid driven fracture in permeable rock*. PhD thesis, University of Minnesota
- Adachi, J., Siebrits, E., Peirce, A. and Desroches, J. (2007). Computer simulation of hydraulic fractures. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* **44**: 739-757
- Akulich, A.V. and Zvyagin, A.V. (2008). Numerical simulation of hydraulic fracture crack propagation. *Moscow University Mechanics Bulletin* **63**(1), 6-12
- Araneda, O. and Sougarret, A. (2007). Lessons learned in cave mining: El Teniente 1997-2007. *Proceedings of the First International Symposium on Block and Sub-level Caving*. Cape Town
- Bunger, A., Zhang, X. and Jeffrey, R. (2012). Parameters affecting the interaction among closely spaced hydraulic fractures. *SPE Journal* **17**(1), 292-306
- Crouch, S.L. and Starfield, A.M. (1983). *Boundary element methods in solid mechanics*. London, George Allen & Unwin
- Desroches, J., Detournay, E., Lenoach, B., Papanastasiou, P., Pearson, J.R.A., Thiercelin, M. and Cheng, A. (1994). The crack tip region in hydraulic fracturing. *Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences* **447**(1929), 39-48
- Desroches, J. and Thiercelin, M. (1993). Modelling the propagation and closure of micro-hydraulic fractures. *International Journal of Rock Mechanics Mining Sciences and Geomechanics Abstracts* **30**(7), 1231-1234
- Detournay, E. (2004). Propagation regimes of fluid-driven fractures in impermeable rocks. *International Journal of Geomechanics* **4**(1), 35-45
- Garagash, D. and Detournay, E. (2007). Plane-strain propagation of a fluid-driven fracture: small toughness solution. *Journal of Applied Mechanics* **72**(6), 916-928
- Garagash, D. (2006). Plane-strain propagation of a fluid-driven fracture during injection and shut-in: asymptotics of large toughness. *Engineering Fracture Mechanics* **73**(4), 456-481
- Gordeliy, E. and Detournay, E. (2011). Displacement discontinuity method for modeling axisymmetric cracks in an elastic half-space. *International Journal of Solids and Structures* **48**(19): 2614-2629
- Haimson, B.C. and Cornet, F.H. (2003). ISRM suggested methods for rock stress estimation – Part 3: hydraulic fracturing (HF) and/or hydraulic testing of pre-existing fractures (HTPF). *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* **40**(7-8), 1011-1020
- Jeffrey, R.G., Settari, A., Mills, K.W., Zhang, X. and Detournay, E. (2001). Hydraulic fracturing to induce caving: fracture model development and comparison to field data. *Proceedings of the 38th US Rock Mechanics Symposium*. Washington DC, USA, 251-259
- Moss, A. (2011). Block caving. Presentation at the 20th BMO Capital Markets Global Metals & Mining Conference. Miami, USA
- Moss, A.V and Maron, I.A. (1987). *Computational Mathematics: worked examples and problems with elements of theory*. 4th ed. Moscow: Mir Publishers
- Savitski, A. and Detournay, E. (2002). Propagation of a penny-shaped fluid driven fracture in an impermeable rock: asymptotic solutions. *International Journal of Solids and Structures* **39**(26), 6311-6337
- Sneddon, I.N. (1951). *Fourier Transforms*. New York, McGraw-Hill
- Sneddon, I.N. and Lowengrub, M. (1969). *Crack problems in the classical theory of elasticity*. New York, John Wiley & Sons
- Spence, D.A. and Turcotte, D.L. (1985). Magma-driven propagation of cracks. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth* **90**(B1), 575-580
- Valkó, P. and Economides, M.J. (1995). *Hydraulic fracture mechanics*. John Wiley & Sons, Chichester, UK
- van As, A., Jeffrey, R.G., Chacón, E. and Barrera, V. (2004). Preconditioning by hydraulic fracturing for block caving in a moderately stressed naturally fractured orebody. *Proceedings of MassMin 2004*. Santiago, Chile, 535-541



Análisis descriptivos de procesos de remoción en masa en Bogotá

Descriptive analyses of landslide processes in Bogotá

Fecha de entrega: 17 de noviembre 2014

Fecha de aceptación: 1 de septiembre 2015

Alfonso M. Ramos C.¹, Mario Germán Trujillo-Vela¹ y Luis Felipe Prada S.²

¹ Instituto Geofísico, Pontificia Universidad Javeriana, Cra 7 No. 42-27. Bogotá, Colombia, a-ramos@javeriana.edu.co, mario.trujillo@javeriana.edu.co

² Departamento de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Javeriana, Cra 7 No 40-62, Bogotá, Colombia, lf.pradas@javeriana.edu.co

Con el objetivo de tener mayores insumos para mejorar el entendimiento del problema de detonación de los procesos de remoción en masa y los factores que influyen sobre éstos, el presente artículo introduce una base de datos de procesos de remoción en masa para Bogotá, construida a partir de informes técnicos elaborados por el Instituto Distrital de Gestión del Riesgo y Cambio Climático IDIGER (antiguo FOPAE) tras la ocurrencia de cada evento de remoción de masa en la ciudad. Esta base de datos incluye 2208 eventos de movimientos en masa ocurridos en el perímetro urbano de Bogotá entre 1996 y 2013. Debido a las múltiples características reportadas en los informes, se recopiló de forma sistemática variables como tipo de suelo, tipo de movimiento, posible causa detonante del evento, cobertura del suelo, pendiente promedio del lugar de la inestabilidad y el volumen de material deslizado, con el fin de condensar la mayor cantidad de información posible. Se exploró la relación entre el régimen de lluvias de Bogotá y la ocurrencia de movimientos en masa, encontrando una fuerte interrelación entre estas dos variables, marcado por un régimen bimodal con los máximos para los meses de abril-mayo y noviembre-diciembre. La serie histórica de movimientos en masa muestra una tendencia en la relación con el Índice Oceánico del Niño ONI, con algunas observaciones especiales para algunos años Niña en cuanto al incremento de ocurrencia de procesos de remoción en masa. Se elabora el autocorrelograma de la serie histórica de deslizamientos, con lo que se puede inferir que los eventos de remoción en masa están asociados a nivel temporal con la reactivación de procesos ocurridos 6 meses antes, lo que ratifica la relación lluvia deslizamiento de carácter bimodal.

Palabras clave: deslizamientos en Bogotá, análisis descriptivo de deslizamientos, correlación ONI-deslizamientos

In order to understand the processes that trigger landslides and the factors that may influence their generation such as geomorphology and climatology, this paper presents a new database of landslide processes compiled for Bogotá, constructed from technical reports elaborated by the Instituto Distrital de Gestión del Riesgo y Cambio Climático IDIGER (formerly known as FOPAE). This database includes 2208 landslide events that occurred between 1996 and 2013. Because of the many features described in the technical reports, it was necessary to categorize in a systematic way variables like soil type, type of movement, possible cause that triggered the event, ground cover, average inclination of the slope, and the volume of sliding material, in order to condense the largest possible amount of information. The database allows to infer relationships between precipitation and the occurrence of landslides in Bogotá. Analysis of the database shows a strong relationship between monthly rainfall and monthly amount of landslides, marked by a bimodal regime with the maximum recorded occurrence of slides between April-May and November-December. The time series of slides shows a hint of relationship with the Oceanic Niño Index ONI series, since for some Niña periods (more rain) the amount of recorded landslides increases. In addition, the correlogram of the time series of landslides is calculated, showing that the occurrence of landslide events may be associated with the reactivation of events that previously took place (six months in the past).

Keywords: landslides in Bogotá, descriptive analysis of landslide occurrence, correlation ONI-landslides



Introducción

Los procesos de remoción en masa detonados por factores tanto naturales como antrópicos, causan daños importantes en lugares de altas pendientes. Las zonas montañosas tropicales son muy susceptibles a sufrir este tipo de problemas, debido a que generalmente se conjugan cuatro elementos fundamentales para la generación de fenómenos de remoción en masa: gradiente topográfico, sismicidad, meteorización de la roca parental y lluvias intensas (Suárez, 1998).

La lluvia es uno de los principales factores detonantes de deslizamientos. Sin embargo, definir la manera cómo influye en la estabilidad de los taludes no es una tarea fácil. Dicha dificultad se genera ya que el agua que entra en contacto con el talud a través de la precipitación interactúa con los materiales geológicos y puede disminuir sus propiedades mecánicas o puede aumentar las fuerzas de cuerpo que desestabilizan el talud. Una parte de los procesos de remoción en masa generados por lluvia se presentan debido al incremento en la presión de poros en el talud (o al aumento de la fuerza de infiltración específica) y las condiciones que favorecen o no la generación de procesos que están relacionados con la lluvia a través de la infiltración, características de los materiales geológicos, historia de la lluvia y geometría del talud (Wieczorek, 1996). La influencia de la lluvia sobre los procesos de remoción en masa depende fuertemente de las dimensiones y del tipo de deslizamiento. Se reconoce que los deslizamientos superficiales (flujos de lodos o flujos de detritos) son asociados a lluvias intensas de corta duración (Corominas y Moya, 1990; Aleotti, 2004; Coe *et al.*, 2008), mientras que los deslizamientos profundos se relacionan principalmente con lluvias acumuladas en largos periodos (Bonnard y Noverraz, 2001; Dahal *et al.*, 2006). Con base en lo anterior, se considera que no existe un único parámetro derivado de lluvia que sirva como determinante universal para la generación de cualquier tipo de proceso de remoción en masa.

Para tener mayor conocimiento sobre la generación de los procesos de remoción en masa y los factores detonantes, es importante hacer una adecuada recopilación de información de los deslizamientos producidos en un área determinada. Esto permite explorar la posibilidad de buscar relaciones entre algunas características geomorfológicas

y climáticas con la ocurrencia de procesos de remoción en masa. Estas relaciones pueden surgir del análisis de regresiones entre series históricas de datos, de modelos basados en la física, de la experiencia de los expertos geotecnistas, de la formulación de modelos estocásticos o de observaciones de tipo experimental. Algunos trabajos basados en interpretaciones estadísticas de bases de datos, presentan ecuaciones de umbrales obtenidas al relacionar eventos de lluvia con deslizamientos. Estas ecuaciones de umbrales permiten decir si un evento de lluvia que supere ciertos niveles puede o no denotar movimientos en masa. Este tipo de relaciones se hace a partir de bases de datos de deslizamientos y registros de precipitaciones. Ejemplos de este tipo de aproximaciones se discuten en detalle en Glade (1998), Glade *et al.* (2000), Guzzetti *et al.* (2007, 2008), Dai y Lee (2001) y Li *et al.* (2011).

Una adecuada recopilación de información también permite alimentar y orientar el desarrollo de algunos modelos matemáticos basados en la física que describen la inestabilidad de taludes y la dinámica de movimientos en forma de flujos como los desarrollados por Iverson (2000), Iverson y Denlinger (2001), Pudasaini *et al.* (2005), Rickenmann *et al.* (2006), Wang *et al.* (2008), Luna *et al.* (2012) y Ouyang *et al.* (2013). Estas bases de datos también pueden ser procesadas con herramientas de minería de datos para encontrar la relación entre lluvia y deslizamiento (Pradhan *et al.*, 2010). La importancia de contar con buena información de eventos de lluvia y de un inventario de deslizamientos motiva al desarrollo de una base de datos de deslizamientos que permita tener la información sistematizada y georreferenciada para avanzar en el conocimiento de la intrincada relación de los procesos de remoción con los eventos de lluvia. Este trabajo se realizó con base en el catálogo de eventos de remoción en masa registrados por el Instituto Distrital de Gestión del Riesgo y Cambio Climático IDIGER (antiguo FOPAE), entidad del gobierno local de la ciudad de Bogotá, durante el período de 1996 y 2013. La base de datos presentada en esta investigación se elaboró con el objeto inicial de realizar agrupaciones de eventos de remoción en masa en función de algunas características geométricas, geológicas y morfológicas para intentar relacionar estadísticamente las agrupaciones o tipologías de evento con una serie de variables derivadas de registros de precipitación en la zona de ocurrencia de los movimientos de remoción en masa.



Dentro de los criterios para generar la agrupación de tipologías de eventos se consideraron variables como el tipo de material geológico, el tipo de movimiento registrado, la posible causa que detonó el evento, la cobertura del suelo, la pendiente promedio del lugar de la inestabilidad y el volumen de material deslizado. Las tendencias observadas, producto del análisis del catálogo de eventos de remoción en masa, se comparan con algunos resultados reportados en la literatura técnica. Se explora además la posible relación entre series históricas de precipitación registrada por algunas estaciones pluviométricas de Bogotá con los movimientos en masa registrados en un período de 17 años. Además se superpone la serie histórica del Índice Oceánico del Niño ONI para analizar la influencia de períodos de mayor o menor cantidad de lluvias con la ocurrencia de deslizamientos en la ciudad. Con esto se puede analizar si los eventos de remoción en masa presentados en la ciudad de Bogotá están relacionados con el régimen de lluvias presentadas en esta zona y si el comportamiento pudiese verse influenciado por los períodos con presencia del fenómeno de La Niña (temporada de lluvias por encima de los valores promedio en Colombia).

Metodología para la construcción de la base de datos de deslizamientos

Con el fin de elaborar una base de datos con información relevante de los procesos de remoción en masa ocurridos en la ciudad de Bogotá, se revisó la información suministrada por IDIGER consistente en 7065 “diagnósticos técnicos”, reportes oficiales donde se consigna la información detallada de la visita de expertos de IDIGER cuando ocurre un evento de remoción en masa, inundación o sismo en la ciudad. Esta base de datos abarca el período comprendido entre enero de 1996 y abril de 2013. La primera etapa del análisis de los diagnósticos técnicos consistió en filtrar la base de datos suministrada en función del tipo de riesgo (movimientos en masa) consignado en el inventario. Este primer proceso de filtrado redujo el número de diagnósticos técnicos de 7065 a 3776, los cuales fueron revisados de forma detallada, encontrando un número importante de reportes con dos o más eventos de remoción en masa. De esta manera se pudo recopilar información específica relacionada con 2208 eventos puntuales de remoción en masa (Figura 1). Los restantes 1652 informes no reportaban en realidad la ocurrencia de fenómenos de remoción

en masa, sino que registraban visitas de diagnóstico a viviendas y obras de infraestructura con agrietamientos, o estudios detallados de amenaza por remoción en masa en algunas zonas de la ciudad.

Del total de eventos de remoción en masa encontrados en los informes (2208 eventos) se extrajo la información más relevante para poder generar una nueva base de datos con una estructura sistemática y compacta. Para cada evento se registró el número del diagnóstico técnico correspondiente (nomenclatura consecutiva empleada por el IDIGER), la fecha y hora de ocurrencia del deslizamiento, la ubicación de los procesos de remoción en masa (localidad, barrio o predio, dirección y/o coordenadas). Adicionalmente, se recopiló la información geotécnica relativa al tipo de movimiento, el volumen de material deslizado, la pendiente del terreno, la descripción geológica de la zona, el tipo de material deslizado, la posible causa del evento, el tipo de cobertura vegetal predominante en la zona y finalmente la fecha de emisión del diagnóstico técnico. Debido a las múltiples características de las descripciones geotécnicas de los procesos de remoción en masa, fue necesario agrupar en forma sistemática la información para poder analizarla posteriormente.

El tipo de movimiento se describió por medio de 13 categorías: *avalancha, caída de roca, caída de bloques, deslizamiento, deslizamiento planar, deslizamiento rotacional, deslizamiento traslacional, erosión, flujo de lodo, flujo de material desagregado, flujo de roca, reptación* y finalmente la categoría *carente de esta información*. La categoría *deslizamiento* se emplea como un término general para asociar los eventos en los cuales no era posible precisar, a partir de la información consignada en el diagnóstico técnico, el tipo de movimiento en masa generado o en donde el evento no fue clasificado explícitamente dentro de las restantes 12 categorías cuando se hizo la visita a campo y se produjo el consecuente diagnóstico técnico. Se incluyó una categoría adicional denominada *combinación de tipo de movimiento* la cual representa los movimientos de tipo complejo.

El tipo de material deslizado contempla tres categorías predominantes de geomateriales en los cuales se produjo el movimiento en masa: suelo, roca, detritos. Un alto porcentaje de los diagnósticos técnicos reportan los posibles factores detonantes de los eventos de remoción en masa.



Esta información se registra en el campo “posibles causas” con las categorías: *lluvia, excavación, explotación minera, rotura de tubería, sismo, intervención antrópica, expansión radicular, socavación, o no reporta causa*. Finalmente, se extrajo la información concerniente al tipo de cobertura del suelo de la ladera donde ocurrió el evento, definiendo así las siguientes categorías: *árboles, arbustos, gramíneas, sin capa vegetal, cubierta antrópica, combinación de diferentes coberturas, no registra tipo de cobertura*. De los 2208 eventos de remoción en masa reportados en la base de datos, solamente 153 registran explícitamente la fecha de ocurrencia del evento, mientras que el resto cuenta con la fecha de visita a la zona por parte de los expertos del IDIGER. Esta visita pudo llevarse a cabo bien sea unas horas o hasta unos pocos días después de ocurrido el evento. Con el ánimo de corroborar las fechas presentadas en los informes, se planteó la posibilidad de complementar la información a través de bases de datos adicionales como los archivos de notas históricas en los periódicos locales y de grupos de investigación especializados en temas de riesgo.

Para la base de datos del diario “El Tiempo”, el periódico de mayor circulación en Colombia, se utilizaron tres palabras clave en la búsqueda: deslizamientos, avalanchas y derrumbes. La información que pudo ser complementada corresponde a 7 eventos (0.2%) para los cuales hubo coincidencia en la localidad, el barrio, la dirección de los predios afectados y una relación directa entre la fecha de elaboración del informe con la fecha de publicación de la noticia. Se revisó adicionalmente la base de datos de DesInventar, que recopila información desde 1994 bajo un marco conceptual y metodológico común por parte de grupos de investigadores, académicos y actores institucionales, agrupados en la Red de Estudios Sociales en Prevención de Desastres en América Latina (LA RED). Para esta búsqueda se realizó un filtrado por ubicación del lugar de ocurrencia de los eventos (Colombia, Bogotá D.C.), tipo de evento (deslizamientos, licuación, sedimentación y erosión), tipo de posibles causas (condiciones atmosféricas, desbordamiento, deslizamiento, erosión, inundación, La Niña, lluvias y sismo). La información encontrada aquí no permitió complementar la base de datos que se tenía debido a la ausencia de información precisa como la ubicación detallada de cada evento (ej. dirección o coordenadas) con las cuales se pudiera verificar que se trataba de un mismo

evento reportado en los diagnósticos técnicos del IDIGER.

El compendio geográfico de los 2208 eventos procesados para la construcción de la base de datos se presenta en la Figura 1, donde se muestra la distribución espacial de los movimientos en masa reportados desde enero de 1996 hasta abril de 2013, para Bogotá. En el mapa se indican varias zonas separadas por líneas delgadas negras que representan la división administrativa de la ciudad en 20 localidades, con el fin de identificar aquellas localidades más afectadas por este fenómeno natural. Las localidades en las cuales se reporta la mayor ocurrencia de eventos de remoción en masa son: Ciudad Bolívar, San Cristóbal, Rafael Uribe y Usme, ubicadas en la zona periférica de la ciudad que se caracteriza por concentrar las zonas montañosas del área urbana, así como la población socioeconómica más vulnerable de la ciudad. En la Figura 1 también se presentan nueve estaciones meteorológicas con registros diarios u horarios de lluvia (triángulos), que se utilizaron en esta investigación para hacer el análisis de la relación entre los registros de precipitaciones con la serie histórica de movimientos en masa. Las franjas de colores representan las zonas climáticas de la ciudad según la metodología de Thornthwaite empleada por IDEAM (2005). Vale la pena anotar que en la localidad de Ciudad Bolívar, donde se registran mayor número de eventos de remoción de masa en el período de análisis considerado, la clasificación climática corresponde a la categoría de clima semi-seco con un régimen de precipitación promedio anual entre 600 mm y 700 mm, mientras que en las zonas con mayor precipitación (ubicadas al norte de Bogotá) se pueden tener registros anuales entre 1200 y 1400 mm. La Figura 2 describe la ubicación de los deslizamientos recopilados en esta investigación, clasificados según el tipo de geomaterial en el cual se presentó el movimiento, de acuerdo con la información reportada en los diagnósticos técnicos (suelo, roca, detritos, sin descripción). La mayor parte de los deslizamientos ocurrió en suelos, según la información recopilada.

Análisis de la información de deslizamientos y lluvia

En esta sección se describe el proceso de consolidación de la información existente de los 2208 eventos en función de la calidad de los datos consignados en los reportes. Los criterios de clasificación se basaron en la existencia o no

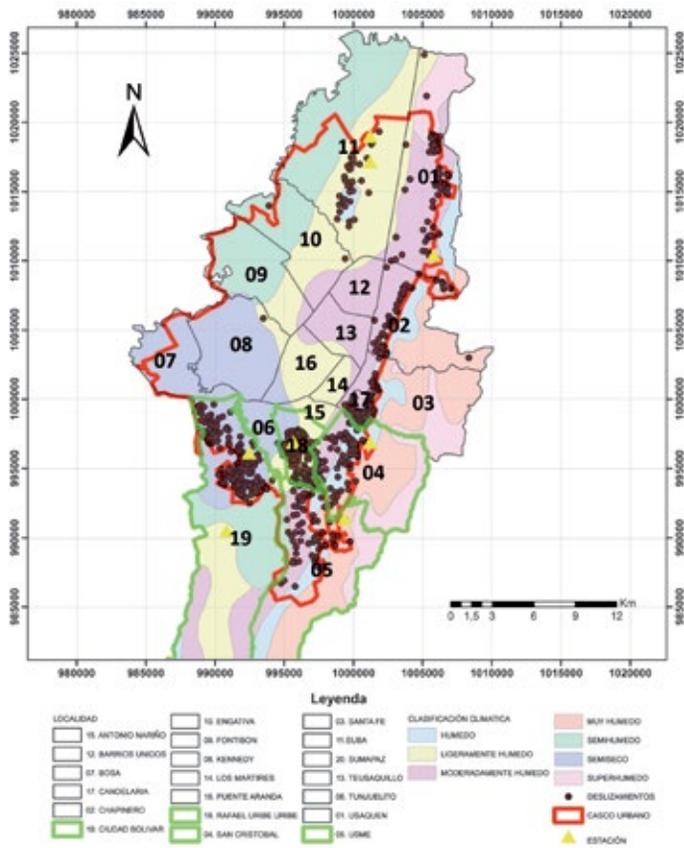


Figura 1: Mapa de Bogotá con los eventos de remoción en masa reportados desde 1996 a 2013. La localidad de Ciudad Bolívar (costado sur occidental de la ciudad) es la zona con mayor número de reportes de deslizamientos y corresponde a una zona climática semi-seca según la escala de Thornthwaite.

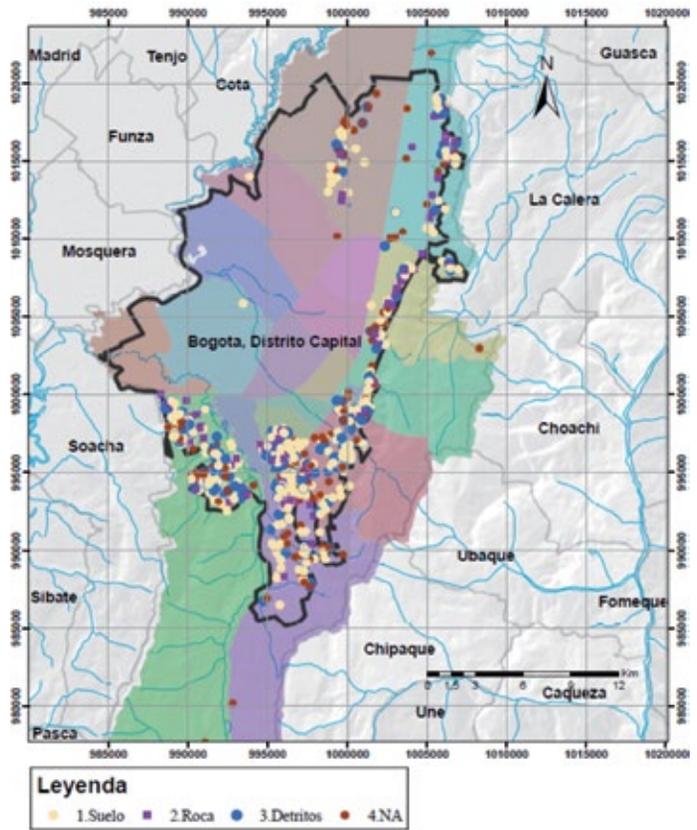


Figura 2: Mapa de Bogotá con los eventos de remoción en masa reportados desde 1996 a 2013, agrupados en función del tipo de geomaterial (suelo, roca, detritos, sin información) en el cual se reportó el proceso de inestabilidad geotécnica.

de datos fundamentales para el análisis de relación lluvia-deslizamiento tales como la fecha de ocurrencia del evento y la ubicación del mismo. En la Figura 3a se resume el inventario de los 3882 eventos analizados inicialmente, en donde se encontró que solamente 153 procesos de remoción en masa (4% del total de los consultados) contaban con la fecha y dirección de ocurrencia del evento, mientras que 1968 eventos (equivalentes al 51%) no registran la fecha de ocurrencia del evento. El restante 45% corresponde a otro tipo de fenómeno natural registrado en el informe (categorizado como *No aplica*) diferente a procesos de remoción en masa, junto con otros casos de informes que no registran fecha y dirección, o informes que aparecían en los listados de inventarios pero que no fueron encontrados en los archivos (*No existe*). En la Figura 3b se agrupan los procesos de remoción en masa en función de las localidades de Bogotá en donde se reportó cada uno de los eventos. La mayoría de los movimientos se han presentado en la

localidad de Ciudad Bolívar con un 30.21%, seguida por las localidades de San Cristóbal con 17.35%, Rafael Uribe con 16.08%, Usme con 11.10% y Santa Fe y Usaquén, ambas con 7.56%. Estas localidades cubren gran parte de la zona de piedemonte de los cerros orientales y las áreas de topografía ondulada en terrenos formados por rocas terciarias y depósitos de ladera hacia el sur. En algunas partes se observan afloramientos de la formación Guaduas constituida por arcillolitas rojizas y abigarradas, mantos de carbón, areniscas y arcillolitas grises depositadas en un ambiente de transición marino-continental hacia finales del cretáceo y comienzos del terciario (Moya y Rodríguez, 1987). Otras localidades presentan un porcentaje inferior al 6% de ocurrencia de eventos de remoción en masa: Chapinero, Suba, Sumapaz, Candelaria, Engativá, Puente Aranda, Fontibón y Teusaquillo. En las localidades de Antonio Nariño, Barrios Unidos, Bosa, Kennedy, Mártires y Tunjuelo no se reportaron fenómenos de remoción



en masa. Como es de esperarse, la geomorfología predominante en estas últimas localidades corresponde a zonas planas y valles aluviales.

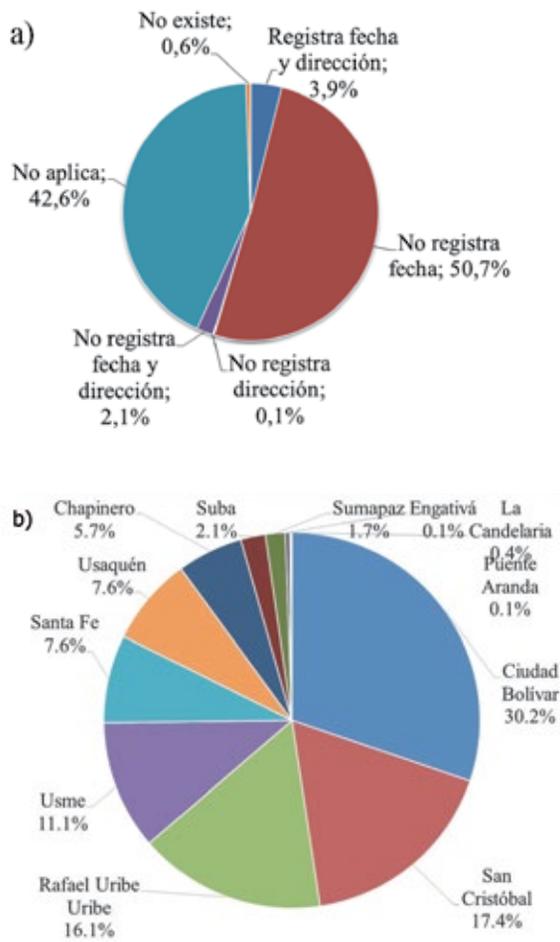


Figura 3: Estadísticas obtenidas del catálogo de eventos de remoción en masa, a) descripción de información básica reportada (fecha y ubicación) y b) porcentaje de movimientos en masa registrados por localidad.

La Figura 4a representa la estadística del tipo de material geológico predominante del talud en donde se presentó el proceso de remoción en masa, de acuerdo con la información consignada en los diagnósticos técnicos elaborados por los funcionarios del IDIGER. Se observa que un 52% de los diagnósticos técnicos establecen que el tipo de material deslizado corresponde a suelo, seguido de un 22% que no establece el tipo de material deslizado, un 13% de material tipo roca y 13% para detritos. De una forma semejante Guzzetti *et al.* (2008) presentan también algunas estadísticas realizadas para las bases de datos de lluvias que generan deslizamientos, donde

el desconocimiento de la litología para donde ocurrió el evento tiene un porcentaje del 36.4%. En la Figura 4b se agrupan los procesos de remoción en masa dependiendo de la clasificación del movimiento registrada por los especialistas del IDIGER en los diagnósticos técnicos. El 36% de los eventos registrados fueron clasificados como deslizamientos, indicando que no hay especificidades en el movimiento ocurrido que permitan asociarlo con las demás categorías. El 38% de los movimientos que se presentan en Bogotá ocurren en forma de flujos de material desagregado y de lodos, el 13% se refiere a los movimientos donde se observan superficies de corte (deslizamiento rotacional, traslacional y planar), el 10% clasifican como caídas y un 4% se asocia a fenómenos de erosión y reptación. Los movimientos en forma de flujos son los más frecuentes en la ciudad, lo cual concuerda con las tendencias observadas por otros investigadores en diferentes países. Un ejemplo de esto es un estudio generado por Guzzetti *et al.* (2008), que reporta el 42% de participación para los flujos de detritos del total de fenómenos de remoción de masa registrados en una base de datos global de 2626 eventos detonados por lluvia en el período comprendido entre 1917 y 2005. De igual manera el 42% de los desastres causados por movimientos en masa en Japón entre los años 1989 y 2007, son atribuidos a los flujos de detritos (Shrestha *et al.*, 2008). Los flujos de detritos representan el 32% de 252 casos de movimientos en masa de la cuenca vertiente al embalse de Rules en la provincia de Granada, España (Jiménez-Perálvarez *et al.*, 2010).

La Figura 4c muestra los procesos de remoción en masa en función de las posibles causas que generaron el evento. Estas posibles causas surgen de la evaluación y criterio de los expertos del IDIGER, tal como quedó consignado en los diagnósticos técnicos. Para el 39% de los eventos documentados, la posible causa del movimiento fue la lluvia. Para el 8% de los eventos se determinó que la posible causa fue la intervención antrópica y en proporciones inferiores al 3% se asoció la ocurrencia de los deslizamientos con sismos, excavaciones, explotación minera y rotura de tuberías. Esta estadística permite afirmar que la lluvia es el factor detonante más importante en los eventos de remoción en masa en el perímetro urbano de la ciudad. Esto puede ser verificado en las Figuras 7 y 8 donde se puede observar que hay dos períodos en el año

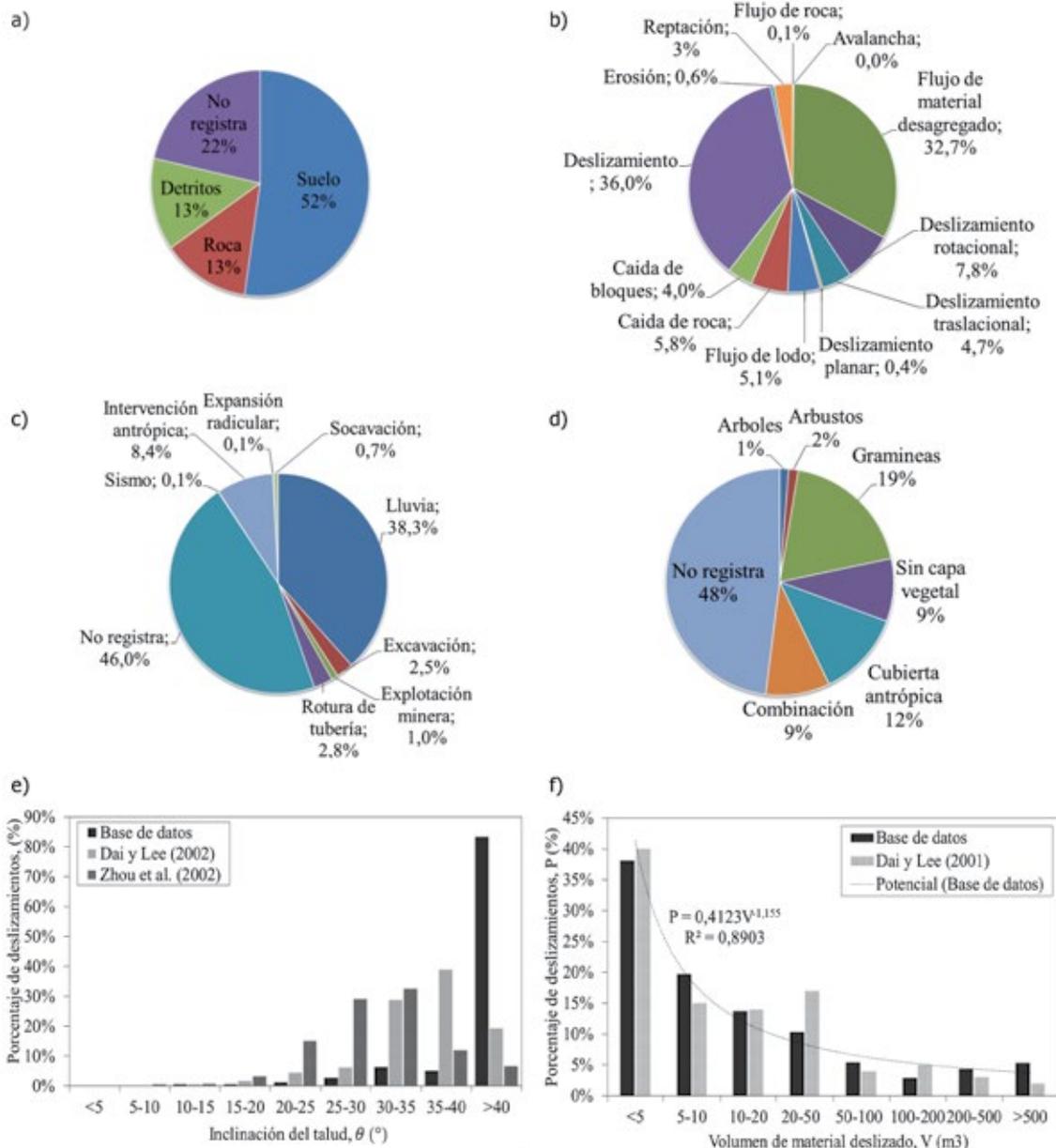


Figura 4: Estadísticas del catálogo de eventos de remoción en masa. a) Descripción general del tipo de material deslizado, b) tipo de procesos de remoción en masa generados en Bogotá, c) posible causa que desencadenó el movimiento en masa, d) tipo de cobertura que predomina en la zona del movimiento, e) ángulos de inclinación del talud en función de la frecuencia relativa de eventos de remoción en masa y f) volumen de material deslizado en función de la frecuencia relativa de eventos de remoción en masa.

en las que tanto las precipitaciones como la cantidad de deslizamientos generados aumentan de manera importante. El porcentaje que corresponde a la intervención antrópica (8%) es el segundo más importante, el cual quedará soportado por las inferencias presentadas más adelante en esta misma sección.

En la Figura 4d se presenta como criterio de clasificación el tipo de cobertura superficial que fue registrada en el lugar de ocurrencia del proceso de remoción en masa.

Es importante contrastar dos estadísticas obtenidas de los tipos de coberturas: la primera, es el porcentaje de procesos de remoción en masa correspondientes a las coberturas antrópicas (12%). Este tipo de cobertura está asociado en estas zonas a obras de autoconstrucción carentes muchas veces de diseños y procesos constructivos adecuados. También es frecuente la ausencia de obras de estabilización de laderas previas a la construcción de las viviendas. Este tipo de intervenciones aumentan el grado de



susceptibilidad de los taludes, lo cual puede desencadenar fenómenos de remoción en masa durante la temporada de lluvias. El segundo tipo de cobertura que más se registra en los procesos de remoción en masa es la vegetación (plantas gramíneas, arbustos, árboles) que representan el 22% de los registros. Sin embargo, es importante aclarar que las coberturas dominadas por árboles tan solo representan el 1% de los procesos de remoción en masa analizados. A partir de esta estadística, al igual que las reportadas en Zhou *et al.* (2002), se puede evidenciar que cuando el suelo está protegido con árboles se registra una menor cantidad de deslizamientos. Algunos trabajos han mostrado que una cobertura vegetal, de tipo leñoso, con un sistema de raíces fuertes, grandes y profundas ayuda a mejorar la estabilidad de las laderas (Gray y Leiser, 1982; Greenway, 1987; Imaizumi *et al.*, 2008), aunque se necesitan más estudios para comprender mejor el papel de la cobertura vegetal en la ocurrencia de deslizamientos de tierra (Zhou *et al.*, 2002). Esto permitiría inferir que un porcentaje importante de los eventos de remoción en masa que se presentan en Bogotá, se pueden atribuir no solo a la influencia de las intervenciones antrópicas de bajo nivel técnico, sino también a las lluvias antecedentes que saturan el suelo gradualmente (más que a eventos de lluvias cortas con grandes intensidades).

La Figura 4e presenta la estadística de cantidad de deslizamientos ocurridos en función de los ángulos de inclinación de los taludes (medido con respecto a la horizontal). La información de inclinación de las laderas se obtuvo del procesamiento de un modelo digital de elevación, generado a partir de topografía de detalle con curvas de nivel espaciadas un metro, el cual se superpuso con la localización geográfica de los eventos de remoción en masa. La mayor cantidad de procesos de remoción en masa se presentan para laderas con ángulos de inclinación mayores a 40° . Para ángulos menores de 40° , la frecuencia es inferior al 6% (Figura 4e). Esto podría dar cuenta de lo importante que resulta la intervención antrópica en laderas de alta pendiente para la construcción de viviendas carentes de diseño estructural ceñido a la normativa nacional, con deficiente control de materiales y del proceso constructivo y sin la construcción de obras geotécnicas adecuadas para estabilizar las laderas, tal como se puede apreciar en la Figura 5. Imaizumi *et al.* (2008) reportan un comportamiento semejante al observado en esta

investigación, donde la mayor frecuencia de ocurrencia de deslizamientos por cada $\text{km}^2/\text{año}$, se presenta en laderas con pendientes mayores a 30° , cubiertas de bosques jóvenes con edades entre 1 y 10 años. Otras investigaciones han encontrado relaciones directas entre mayores frecuencias de generación de procesos de remoción en masa con altas inclinaciones de las laderas, pero con rangos de pendientes diferentes al observado en Bogotá, como lo reporta Dai y Lee (2002) para Hong Kong, donde la mayor cantidad de deslizamientos se registró para taludes entre 30° y 40° de inclinación. Zhou *et al.* (2002) muestran una mayor frecuencia de deslizamientos en taludes con ángulos de inclinación entre 20° y 35° para la isla de Lantau en Hong Kong.

La Figura 4f muestra la cantidad de eventos de remoción en masa en función de la magnitud del proceso, expresado en términos del volumen de material deslizado. Los registros procesados en esta investigación indican que el 82% de los movimientos en masa acarrear volúmenes de material inferiores a 50 m^3 . El restante 18% son procesos de remoción que tienen volúmenes mayores a 50 m^3 , incluyendo un 1% de los movimientos que reportan volúmenes mayores a 1000 m^3 (Figura 4f). Moya Sánchez *et al.* (2013) indican que la mayor cantidad de desprendimientos de bloques en la ladera Solà d'Andorra en Andorra la Vella, Principado de Andorra, desplazan volúmenes entre los 4 y los 30 m^3 , alcanzando el mayor los 150 m^3 . Dai y Lee (2001) reportan que el volumen de las fallas va desde 0.1 hasta 10^5 m^3 y la representación del porcentaje de deslizamientos en función del volumen también está regida de forma semejante con una ley de potencia al igual que Brardinoni y Church (2004). Estas cifras demuestran que la proporción más alta de eventos de remoción en masa transportan volúmenes pequeños de material, tal como se puede ver en la Figura 4f, y que la relación se puede describir por medio de una ecuación de decrecimiento exponencial.

La Figura 6 caracteriza la serie histórica mensual de eventos de remoción en masa. Es notorio el incremento de eventos de remoción en masa registrados en los años 2010 y 2011 de la serie de tiempo, período que coincide con la ola invernal asociada con el fenómeno de La Niña que más daños ha causado en Colombia en las últimas décadas. En estos años el incremento es tan importante, que el número de deslizamientos mensuales excede el valor de



una desviación estándar. La tendencia observada puede atribuirse a una intensificación de los períodos invernales en la última década, sumado al crecimiento del casco urbano de la ciudad que interfiere con el equilibrio natural de los geosistemas al modificar por ejemplo la capacidad de infiltración y almacenamiento del suelo.



Figura 5: Fotografía de un proceso de remoción en masa del tipo flujo de detritos en un sector del sur de Bogotá, en la localidad de Ciudad Bolívar.

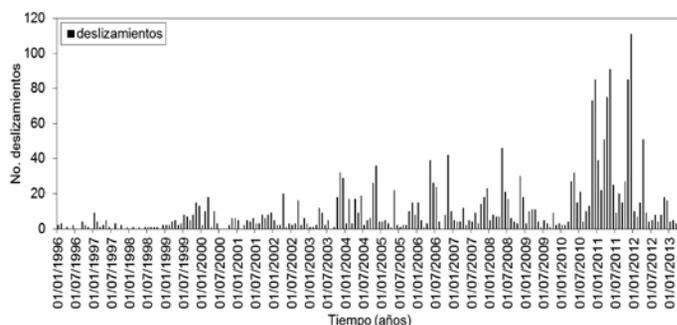


Figura 6: Serie histórica de deslizamientos de 17 años en Bogotá, período 1996-2013.

Es importante conocer la dependencia que tiene una variable consigo misma en un período de registro, es decir, que tanto depende un valor determinado de los valores anteriores. Esto se puede medir a partir de la función de autocorrelación, tal como se presenta en los autocorrelogramas de la Figura 7. En la Figura 7a se puede ver el autocorrelograma y en la Figura 7b el autocorrelograma parcial calculados a partir de la cantidad mensual de eventos de remoción en masa registrados en los 17 años de información disponible. El autocorrelograma simple (Figura 7a) brinda para un retardo k la correlación entre los valores de deslizamientos observados con una diferencia de k meses, como la correlación para retardos

menores, mientras que el correlograma parcial (Figura 7b) brinda la correlación estricta entre el dato analizado y el rezago deseado a k meses.

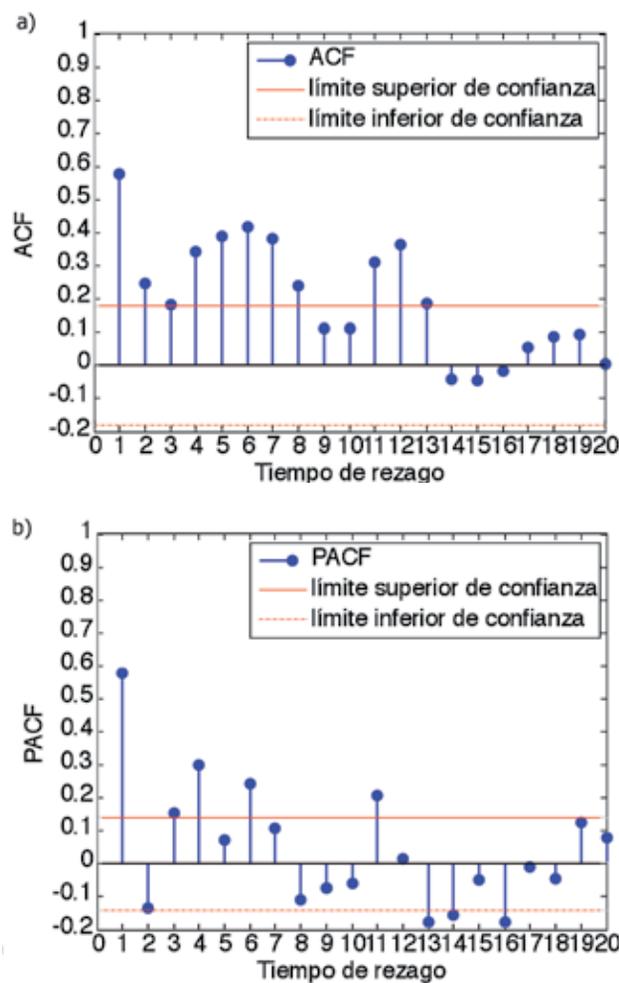


Figura 7: a) Función de autocorrelación para la serie de tiempo de los eventos mensuales de remoción en masa y b) función de autocorrelación parcial para la serie de tiempo de los eventos mensuales de remoción en masa.

De la Figura 7 se puede concluir que la serie histórica tiene una memoria larga que disminuye en forma no monótona hacia valores de autocorrelación nula o poco significativa (espacio comprendido entre las líneas rojas). Se puede ver también que la serie temporal está influenciada por un período de retardo de 6 y 12 meses. Esto podría interpretarse como si un porcentaje importante de los eventos que ocurren hoy en día pudieran ser en realidad la reactivación de eventos inminentes u ocurridos hace 6 o 12 meses, lo cual se podría asociar también al período del régimen bimodal de precipitación característico de la ciudad de Bogotá (Figura 8). En el autocorrelograma

parcial se nota una correlación significativa de los eventos de remoción en masa con los eventos que acontecen 1 mes antes, o 4 o 6 meses antes.

La relación de los eventos de remoción en masa con el régimen de lluvia de Bogotá se puede analizar a partir de los resultados de la Figura 8. En los períodos abril-mayo y noviembre-diciembre tanto las máximas precipitaciones como la mayor cantidad de movimientos en masa coinciden en estos meses del año. La Figura 8 muestra la agrupación de eventos de remoción en masa expresada como la serie de promedios mensuales multianuales ocurridos en los 17 años en referencia (barras grises). A las estadísticas mensuales multianuales se le superpuso el valor correspondiente de precipitación media mensual multianual del mismo período de análisis, registrado en 9 estaciones pluviométricas que cuentan con buena longitud y calidad de datos, ubicadas en 9 localidades diferentes donde se registra el mayor número de fenómenos de remoción en masa (líneas continuas y discontinuas). Las series de deslizamientos tienen un rezago aproximado de un mes respecto a la precipitación media mensual multianual, en donde la mayor cantidad de movimientos en masa se presenta tiempo después de la ocurrencia de los valores más altos de precipitación en la ciudad (Figura 8). También se observa que esta tendencia general no se replica en las estaciones de San Cristóbal y Usme (líneas discontinuas), en donde el régimen hidrológico difiere del resto de la ciudad al presentarse los mayores valores promedio mensuales de lluvia en el período entre junio-julio-agosto y noviembre. Estas discrepancias indican la necesidad de hacer análisis zonificados en la ciudad para relacionar de forma más precisa los eventos de lluvia con los eventos de remoción en masa, dada la alta variabilidad espacial de la precipitación en el área. La tendencia que se evidencia en Bogotá es diferente a la que se presenta en otros lugares con estacionalidad como Hong Kong, en donde el régimen de lluvias es monomodal, y el promedio de deslizamientos por mes sigue la misma tendencia del régimen meteorológico de la zona como lo muestra Chau *et al.* (2004).

Comúnmente los períodos extremos de lluvias y sequías son relacionados al índice macroclimático ONI (Oceanic Niño Index). El ONI es una medida de la variación de la temperatura superficial del océano en períodos de 3 meses

con respecto a los valores promedio históricos (de una serie base entre enero de 1950 y diciembre de 1999) en una región particular (zona 3.4-Niño delimitada con las coordenadas 120°W-170°W, 5°S-5°N) donde se monitorea permanentemente el fenómeno del Niño (NOAA, 2014). Valores negativos del ONI indican la ocurrencia de un fenómeno Niña, el cual dependiendo de su intensidad puede traer volúmenes de precipitación por encima de los valores promedio observados para las regiones Caribe y Andinas de Colombia.

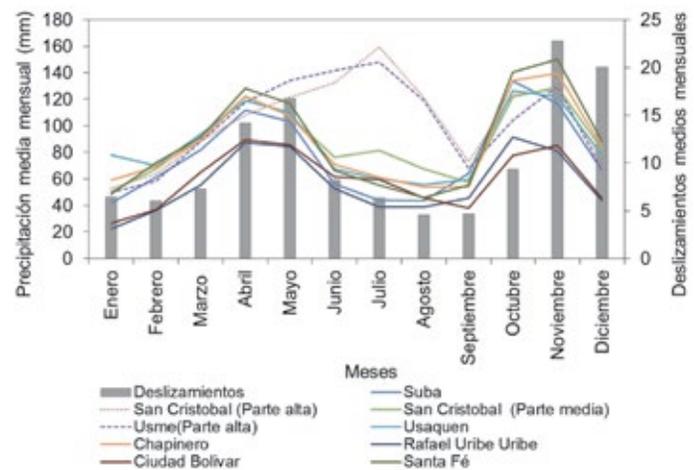


Figura 8: Precipitación media mensual multianual para 9 localidades de Bogotá y deslizamientos promedio mensuales multianuales.

Debido a la relación que se encontró entre el régimen de lluvias y el régimen de ocurrencia de procesos de remoción en masa para Bogotá, es importante determinar si existe alguna relación entre los registros del ONI y la serie histórica de movimientos en masa. Para ello se superpuso la serie histórica del ONI tomado de la NOAA (2014) y la serie histórica de movimientos en masa entre los años 1996 y 2013 (Figura 9). En la Figura 9 se puede apreciar algún tipo de relación entre los períodos de lluvia en Bogotá (La Niña) y la mayor cantidad de deslizamientos mediante las ventanas subrayadas horizontalmente de color azul, entre los años 1996-1997, 1998-2001, 2007-2008 y especialmente los años 2010-2012, en donde la cantidad de deslizamientos se superpone con el índice marcado como Niña. También las ventanas subrayadas diagonalmente de color amarillo, entre los años 1997-1998, 2002-2003 y 2009-2010, son tiempos en donde se presentan menos deslizamientos ya que estos periodos corresponden a la época de Niño o de sequía para Bogotá.

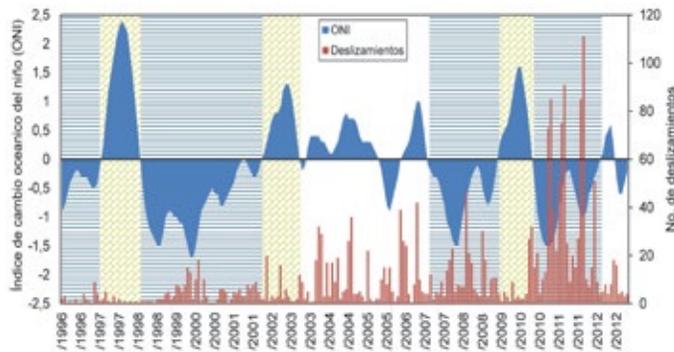


Figura 9: Evolución del índice macroclimático ONI con la ocurrencia de eventos de remoción en masa en Bogotá

A diferencia de los resultados presentados en la Figura 9, un análisis estadístico hecho para los Andes Centrales en la provincia de Mendoza, Argentina, indica que se registró una mayor actividad de deslizamientos durante la fase ENSO El Niño en la Cordillera Frontal. Sin embargo, esto no ha sucedido en la precordillera. Por otra parte, durante la fase fría (La Niña), los movimientos de taludes en particular disminuyeron en la Cordillera Frontal, con cantidades similares a las de la Precordillera (Moreiras, 2005). Esto indica lo importante y marcada que es la influencia de variación meteorológica en la generación de procesos de remoción en masa en diferentes zonas de América, en función del Índice Oceánico del Niño, tal como lo describe Trauth *et al.* (2003). Además la variación climática se puede marcar en áreas mucho más pequeñas como sucede en Bogotá tal como se muestra en la Figura 8, lo que corrobora la importancia de generar relaciones lluvia-deslizamientos con la mejor resolución y discretización espacial posible.

Conclusiones

La mayoría de los movimientos en masa se registraron en las localidades que tienen zonas de altas pendientes como Ciudad Bolívar, San Cristóbal, Rafael Uribe, Usme, Santa Fe y Usaquén. Estos eventos se han asociado tanto a la precipitación acumulada como a la intervención antrópica, representada en la ejecución de excavaciones, rellenos y autoconstrucción de viviendas carentes de diseños técnicos adecuados que aumentan la susceptibilidad de las laderas. El tipo de movimiento en masa más reportado en la base de datos elaborada en esta investigación es el flujo de materiales desagregados con una participación del 33%. La categoría de deslizamientos (puede abarcar

diferentes clases de procesos de remoción en masa) tiene una contribución del 36%. Este alto porcentaje se puede explicar a partir de la amplia definición de dicha categoría, teniendo en cuenta que ésta se usa para asociar los eventos en los cuales no se cuenta con suficiente información para poder clasificar específicamente el fenómeno en otra clase de movimiento en masa. El tipo de material deslizado que más se reporta corresponde a suelo y detritos, siendo esto congruente con los tipos de movimiento más registrados (flujos y deslizamientos).

Por otro lado, según el análisis de la base de datos creada en esta investigación, el factor que puede tener mayor influencia en la generación de los procesos de remoción en masa para Bogotá es la lluvia acumulada. Se recomienda continuar el análisis de la base de datos descrita en este documento, con el fin de poder generar umbrales de lluvia asociados a deslizamientos. Esto permitirá a futuro implementar sistemas de alerta temprana en la ciudad a partir del monitoreo de las variables relevantes de lluvia, definidas en función del régimen hidrológico y de las condiciones geomorfológicas particulares de cada sector de la ciudad. Dentro de los factores que influyen en la estabilidad de taludes, es importante destacar que la cobertura del suelo juega un papel importante en el aumento de la resistencia del suelo. Los análisis descriptivos presentados en este trabajo pueden ser corroborados con otros autores que destacan la significancia de la vegetación de tipo leñosa para incrementar la resistencia de las laderas. De igual manera, se puede concluir que las laderas cubiertas con árboles es donde menos se presentan deslizamientos, a diferencia de suelos cubiertos por arbustos y gramíneas.

Se encontró que para Bogotá, la frecuencia de deslizamientos en función del ángulo de inclinación del talud puede ajustarse con una ley de crecimiento exponencial, en donde la mayor cantidad de eventos se presentan en pendientes por encima de los 40°. Esto se podría asociar a fenómenos de caída de bloques, volcamientos y flujos de material desagregado registrados en las zonas de la ciudad donde también es evidente la intervención antrópica que desencadena el aumento de la susceptibilidad de las laderas. Por otro lado, se logró encontrar una relación entre la frecuencia de deslizamientos y el volumen de material deslizado. Dicha relación se puede representar por medio de una ecuación



de decremento exponencial, donde la mayor frecuencia de movimientos se presenta para volúmenes inferiores a 50 m³.

Finalmente, el autocorrelograma de la serie histórica de deslizamientos muestra que los registros tienen una memoria larga que disminuye en forma monótonica hacia valores de autocorrelación nula o poco significativa. Se puede observar que la serie temporal se ve influenciada por un período de retardo de 6 y 12 meses, lo cual podría estar asociado al régimen bimodal de precipitación característico de la ciudad de Bogotá. Esta característica se puede corroborar al superponer la serie del Índice Oceánico del Niño ONI con la serie histórica de deslizamientos, en donde se encontró de forma cualitativa, una relación entre los máximos registros de deslizamientos y las épocas de Niña (periodos de lluvia para Bogotá), tal como se registró en la última oleada invernal de 2010 y 2011 en la ciudad.

Agradecimientos

Los autores agradecen a la Pontificia Universidad Javeriana por el soporte para el desarrollo del presente trabajo bajo proyecto de investigación No: 6143-Determinación de niveles umbrales de lluvia que generan deslizamiento. También desean agradecer la colaboración del IDIGER al permitir consultar y usar la base de datos de los diagnósticos técnicos de eventos de remoción de masa ocurridos en Bogotá entre 1996 y 2013. Agradecemos también a Edwin Castillo del IDIGER por el apoyo institucional, y a Carolina Urquijo y Ana Carolina Santos por la generación de los mapas mostrados en el estudio.

Referencias

Aleotti, P. (2004). A warning system for rainfall-induced shallow failures. *Engineering Geology* 73(3), 247–265

Bonnard, C. and Noverraz, F. (2001). Influence of climate change on large landslides: Assessment of long-term movements and trends. *International Conference on Landslides: Causes, Impacts and Countermeasures*, 121-138

Brardinoni, F. and Church, M. (2004). Representing the landslide magnitude–frequency relation: Capilano River basin, British Columbia. *Earth Surface Processes and Landforms* 29(1), 115-124

Chau, K.T., Sze, Y.L., Fung, M.K., Wong, W.Y., Fong, E.L. and Chan, L.C.P. (2004). Landslide hazard analysis for Hong Kong using landslide inventory and GIS. *Computers & Geosciences* 30(4), 429-443

Coe, J.A., Kinner, D.A. and Godt, J.W. (2008). Initiation conditions for debris flows generated by runoff at Chalk Cliffs, central Colorado. *Geomorphology* 96(3), 270–297

Corominas, J. and Moya, J. (1999). Reconstructing recent landslide activity in relation to rainfall in the Llobregat river basin, Eastern Pyrenees, Spain. *Geomorphology* 30(1), 79–93

Dahal, R.K., Hasegawa, S., Masuda, T., and Yamanaka, M. (2006). Roadside slope failures in Nepal during torrential rainfall and their mitigation. *Disaster mitigation of debris flow, slope failures and landslides*, (Interpraevent 2007), Universal Academy Press, Tokyo, 2, 503–514

Dai, F.C. and Lee, C.F. (2001). Frequency–volume relation and prediction of rainfall-induced landslides. *Engineering Geology* 59(3), 253-266

Dai, F.C. and Lee, C.F. (2002). Landslide characteristics and slope instability modeling using GIS, Lantau Island, Hong Kong. *Geomorphology* 42(3), 213-228

DesInventar (2014). Inventory system of the effects of disasters. 29 de agosto 2014. <http://www.desinventar.org/en/database>

Glade, T. (1998). Establishing the frequency and magnitude of landslide-triggering rainstorm events in New Zealand. *Environmental Geology* 35(2-3), 160–174

Glade, T., Crozier, M. and Smith, P. (2000). Applying probability determination to refine landslide-triggering rainfall thresholds using an empirical “antecedent daily rainfall model”. *Pure and Applied Geophysics* 157(6-8), 1059–1079

Gray, D.H. and Leiser, A.T. (1982). *Biotechnical slope protection and erosion control*. Van Nostrand Reinhold Company Inc.

Greenway, D.R. (1987). Vegetation and slope stability. In *Slope stability: geotechnical engineering and geomorphology*, edited by Anderson and KS

Guzzetti, F., Peruccacci, S., Rossi, M. and Stark, C.P. (2007). Rainfall thresholds for the initiation of landslides in central and southern Europe. *Meteorology and Atmospheric Physics* 98(3-4), 239–267



- Guzzetti, F., Peruccacci, S., Rossi, M. and Stark, C.P. (2008). The rainfall intensity–duration control of shallow landslides and debris flows: an update. *Landslides* **5**(1), 3-17
- IDEAM (2005). *Estudio de la clasificación climática de Bogotá y cuenca alta del Río Tunjuelo*. Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales-IDEAM y Fondo de Prevención y Atención de Emergencias, 116 p.
- Imaizumi, F., Sidle, R.C. and Kamei, R. (2008). Effects of forest harvesting on the occurrence of landslides and debris flows in steep terrain of central Japan. *Earth Surface Processes and Landforms* **33**(6), 827-840
- Iverson, R.M. (2000). Landslide triggering by rain infiltration. *Water Resources Research* **36**(7):1897-1910
- Iverson, R.M. and Denlinger, R.P. (2001). Flow of variably fluidized granular masses across three-dimensional terrain I. Coulomb mixture theory. *Journal of Geophysical Research* **106**(B1):537-552
- Jiménez-Perálvarez, J.D., Irigaray, C., El Hamdouni, R. and Chacón, J. (2010). Landslide susceptibility mapping in a semi-arid mountain environment: an example from the southern slopes of Sierra Nevada (Granada, Spain). *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* **70**(2), 265-277
- Li, C., Ma, T., Zhu, X. and Li, W. (2011). The power–law relationship between landslide occurrence and rainfall level. *Geomorphology* **130**(3), 221–229
- Luna, B.Q., Remaître, A., van Asch, T.W., Malet, J.P. and van Westen, C.J. (2012). Analysis of debris flow behavior with a one dimensional run-out model incorporating entrainment. *Engineering Geology* **128**, 63-75
- Moreiras, S.M. (2005). Climatic effect of ENSO associated with landslide occurrence in the Central Andes, Mendoza Province, Argentina. *Landslides* **2**(1), 53-59
- Moya Barrios, J. y Rodríguez, J.A. (1987). El subsuelo de Bogotá y los problemas de cimentaciones. En: *Memorias del VIII Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones*. Sociedad Colombiana de Geotecnia.
- Moya Sánchez, J., Corominas Dulcet, J., Mavrouli, O.C. y Copons Llorens, R. (2013). Aproximación probabilística al número y tamaño de bloques en desprendimientos con fragmentación. VIII *Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*, Palma de Mallorca, 1107-1118
- NOAA (2014). Changes to Oceanic Niño Index (ONI). http://www.cpc.ncep.noaa.gov/products/analysis_monitoring/ensostuff/ensoyears.shtml (29 de agosto 2014)
- Ouyang, C., He, S., Xu, Q., Luo, Y. and Zhang, W. (2013). A MacCormack-TVD finite difference method to simulate the mass flow in mountainous terrain with variable computational domain. *Computers & Geosciences* **52**, 1-10
- Pradhan, B., Lee, S. and Buchroithner, M. (2010). A GIS-based back-propagation neural network model and its cross-application and validation for landslide susceptibility analyses. *Computers, Environment and Urban Systems* **34**, 216-235
- Pudasaini, S.P., Wang, Y. and Hutter, K. (2005). Modelling debris flows down general channels. *Natural Hazards and Earth System Science* **5**(6), 799-819
- Rickenmann, D., Laigle, D.M.B.W., McArdeell, B.W. and Hübl, J. (2006). Comparison of 2D debris-flow simulation models with field events. *Computational Geosciences* **10**(2), 241-264
- Shrestha, B.B., Nakagawa, H., Kawaike, K. and Baba, Y. (2008). Numerical simulation on debris-flow deposition and erosion processes upstream of a check dam with experimental verification. *Annual of the Disaster Prevention Research Institute* **51**(0), 613-623
- Suárez, J. (1998). Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Ed. Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia
- Trauth, M.H., Bookhagen, B., Marwan, N. and Strecker, M.R. (2003). Multiple landslide clusters record Quaternary climate changes in the northwestern Argentine Andes. *Palaeogeography, Palaeoclimatology, Palaeoecology* **194**(1), 109-121
- Wang, C., Li, S. and Esaki, T. (2008). GIS-based two-dimensional numerical simulation of rainfall-induced debris flow. *Natural Hazards and Earth System Science* **8**(1), 47-58
- Wieczorek, G.F. (1996). Landslide triggering mechanisms. In *Landslides: Investigation and Mitigation*, eds. Turner and Shuster. Transportation Research Board – National Research Council, Special Report 247, 76–90
- Zhou, C.H., Lee, C.F., Li, J. and Xu, Z.W. (2002). On the spatial relationship between landslides and causative factors on Lantau Island, Hong Kong. *Geomorphology* **43**(3), 197-207

Mecánica de Suelos

Felipe Villalobos

**Precios especiales para
suscriptores de Obras y
Proyectos y estudiantes**

EDITORIAL
UNIVERSIDAD CATOLICA
DE LA SANTISIMA CONCEPCION



El libro Mecánica de Suelos es de gran relevancia porque hace muchos años no se producía una obra de esta dimensión y alcance en Latinoamérica. El libro se basa en referencias clásicas de mecánica de suelos, pero expande los conceptos y metodologías más allá de lo que se puede encontrar en una única referencia. Además, se presentan resultados novedosos de investigación desarrollada por ingenieros chilenos, así como casos aplicados con información relevante para la práctica cotidiana de la geotecnia, enmarcada dentro del contexto chileno. Una gran novedad del libro es introducir un capítulo de mecánica del continuo, temática que en la mayoría de los casos está ausente en los libros de mecánica de suelos tradicionales latinoamericanos e internacionales. En el capítulo de resistencia al corte, el autor introduce los conceptos modernos de la mecánica de suelos del estado crítico, lo cual hace que el libro pueda servir como material guía y de estudio también para cursos de postgrado. Finalmente el texto servirá de guía para los ingenieros graduados y que ejercen el diseño de estructuras geotécnicas día tras día. El enfoque que se le da a las estructuras de contención y la estabilidad de taludes hace de este texto un elemento fundamental en las oficinas de diseño de Ingeniería Civil.

Dr. Luis Felipe Prada
Pontificia Universidad Javeriana
Bogotá, Colombia

msfv.geomateriales.com



Guía para publicar en Obras y Proyectos

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

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

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

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

Obras y Proyectos guidelines for authors

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

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

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

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



CONSTRUCTORA
LANCUYEN

LANCUYÉN ESTÁ PRIMERO.

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

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

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





FERRARA

PROYECTOS ESPECIALES



EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA MEDIANTE SONDAJES
Proyecto Ovalle Casino Resort



SONDAJES GEOTÉCNICOS

Alto porcentaje de recuperación.
Equipo de sondaje con sistema de ensayos
SPT de accionamiento automático.
(Norma Nch 3364.2014)