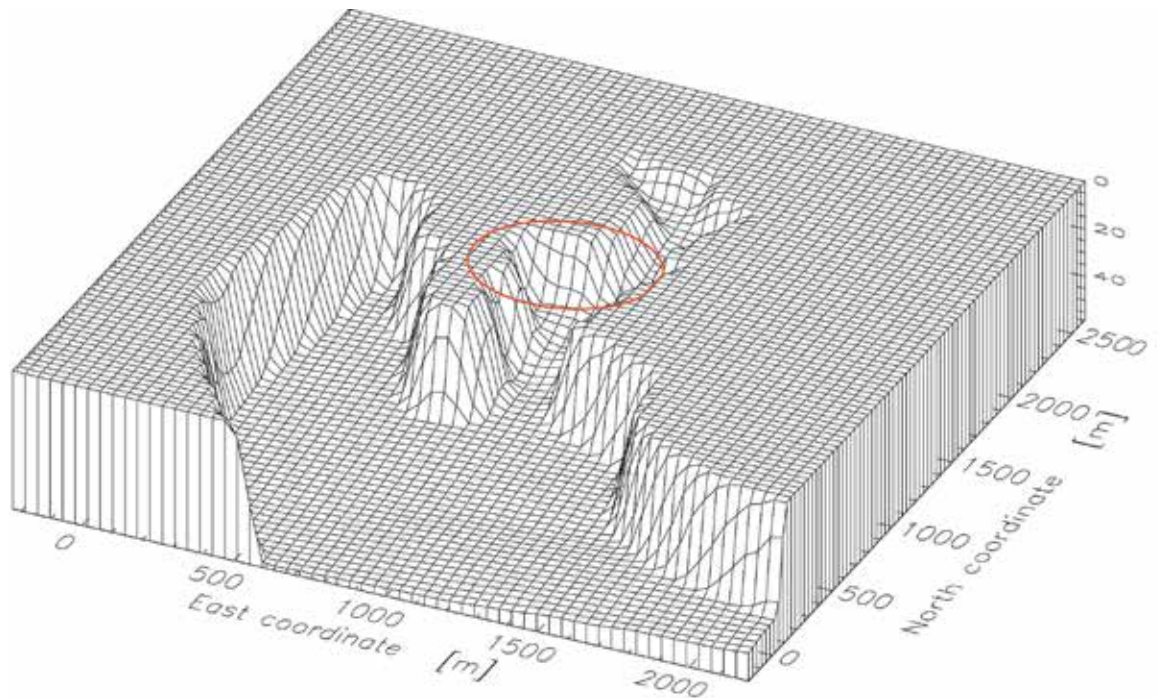


Obras y Proyectos

Revista de Ingeniería Civil




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


Scientific Electronic Library Online

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

Efectos de sitio para Ingenieros Geotécnicos, estudio del valle Parkway

Site effects for Geotechnical Engineers, case study at Parkway valley

F. Chávez-García y G. Montalva

Resultados y modelación numérica de ensayos de carga usando una celda de Osterberg en Concón, Chile

Results and numerical modelling of Osterberg cell load testing in Concón, Chile

D. Raddatz, C. Araya y O. Taiba

Sobre la transportabilidad de suelos en quebradas en Antofagasta y su influencia en el inicio de un evento aluvional

On the soil erosion in ravines of Antofagasta and its influence on the onset of a mudflow event

I. Salazar

Modelo de elementos finitos para el análisis térmico de estructuras hormigonadas por etapas

Finite element model for thermal analysis of structures concreted in stages

J. Croppi y M.C. Lazzaroni

Project Finance y Asociaciones Público-Privada para la provisión de servicios de infraestructura en Colombia

Project Finance and Public-Private Partnerships for the provision of infrastructure services in Colombia

J. González, M. Rojas, C. Arboleda y S. Botero

Evaluating the effectiveness of signal timing optimization based on microscopic simulation

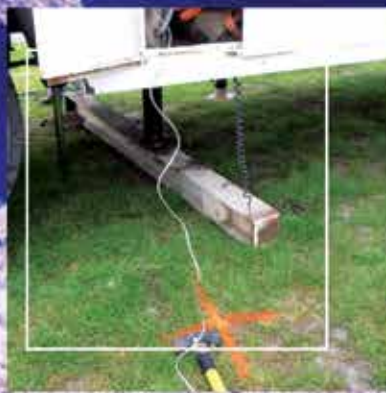
Evaluación de la efectividad de la programación óptima de semáforos basada en simulación microscópica

P. Álvarez y M. Hadi

LMMG



GEOTECNIA - ENSAYOS CPT



- Perfil estratigráfico para suelos finos y gruesos hasta gravilla
- Toma de muestras
- Resistencia no drenada (suelos finos)
- Angulo de fricción
- Densidad relativa

- Conductividad hidráulica
- Velocidad de onda de corte Vs. (ensayo downhole)
- Módulo de deformación
- Determinación de suelos con potencial de licuefacción



UNIVERSIDAD CATOLICA
DE LA SANTISIMA CONCEPCION



MAGISTER

INGENIERÍA GEOTÉCNICA

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

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

The Sutton Trust. Think tank organisation

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

Postgraduate Premium report

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

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

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

Ground Engineering, marzo 2013



Beca
LGM

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

INGENIERÍA CIVIL **GEOLÓGICA**



UNIVERSIDAD CATOLICA
DE LA SANTISIMA CONCEPCION

Descripción ■

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

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

Áreas de estudio ■

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

Campo laboral ■

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

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

Ficha ■

Grado: Licenciado en Ciencias
de la Ingeniería

Título: Ingeniero Civil Geológico

Duración: 11 semestres

Jornada: diurna

Sede: Campus San Andrés

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

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

Director

Profesor Dr. Hubert Mennickent
Universidad Católica de la Santísima Concepción

Editor

Dr. Felipe Villalobos
Universidad Católica de la Santísima Concepción

Comité asesor

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

Comité editorial

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

Diseño y diagramación

VCR Publicidad
verpublicidad@gmail.com
56 9 88823187

Asesoría comercial

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

Contacto y envío de artículos

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

Suscripciones

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

Periodicidad: semestral (edición de Otoño y Primavera)

Revista indexada y catalogada en  www.scielo.cl

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

 http://apps.webofknowledge.com

Definición de la Revista

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

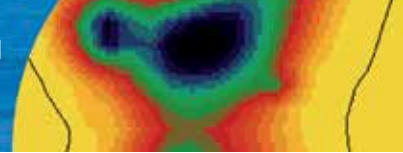
Revisión de artículos por pares evaluadores externos

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

Contenidos



- 6** Efectos de sitio para Ingenieros Geotécnicos, estudio del valle Parkway
Site effects for Geotechnical Engineers, case study at Parkway valley
F. Chávez-García y G. Montalva
- 33** Resultados y modelación numérica de ensayos de carga usando una celda de Osterberg en Concón, Chile
Results and numerical modelling of Osterberg cell load testing in Concón, Chile
D. Raddatz, C. Araya y O. Taiba
- 42** Sobre la transportabilidad de suelos en quebradas en Antofagasta y su influencia en el inicio de un evento aluvional
On the soil erosion in ravines of Antofagasta and its influence on the onset of a mudflow event
I. Salazar
- 51** Modelo de elementos finitos para el análisis térmico de estructuras hormigonadas por etapas
Finite element model for thermal analysis of structures concreted in stages
J. Croppi y M.C. Lazzaroni
- 61** Project Finance y Asociaciones Público-Privada para la provisión de servicios de infraestructura en Colombia
Project Finance and Public-Private Partnerships for the provision of infrastructure services in Colombia
J. González, M. Rojas, C. Arboleda y S. Botero
- 85** Evaluating the effectiveness of signal timing optimization based on microscopic simulation
Evaluación de la efectividad de la programación óptima de semáforos basada en simulación microscópica
P. Álvarez y M. Hadi



Efectos de sitio para Ingenieros Geotécnicos, estudio del valle Parkway

Site effects for Geotechnical Engineers, case study at Parkway valley

Fecha de entrega: 20 de mayo 2014
Fecha de aceptación: 3 de septiembre 2014

Francisco J. Chávez-García¹ y Gonzalo A. Montalva²

¹ Coordinación de Ingeniería Sismológica, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad Universitaria, Coyoacán, México, D.F., 04510, México, paco@pumas.iingen.unam.mx

² Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de Concepción, Edmundo Larenas 219, Casilla 160-C, Concepción, Chile, gmontalva@udec.cl

La ingeniería geotécnica aborda la interfase entre las obras de ingeniería civil y el suelo. Por ello, en lo que concierne al impacto de los sismos en las construcciones está en la interfase entre sismología y dinámica estructural. Los profesionales involucrados deben trabajar en forma conjunta para poder establecer una estimación del movimiento sísmico máximo esperado durante la vida útil del proyecto ingenieril. Esa estimación debe tomar en cuenta los efectos de sitio (la amplificación del movimiento sísmico esperada dadas las condiciones geológicas superficiales en el sitio de interés). La estimación de los efectos de sitio puede mejorar si se incluye la información obtenida durante la exploración geotécnica usada para el diseño de las fundaciones. Por otra parte, ese diseño sería más racional si durante su elaboración se toman en cuenta las restricciones e incertidumbres que limitaron la estimación de efectos de sitio. Ese intercambio entre sismología e ingeniería requiere mejorar la comunicación entre ambas disciplinas y difundir entre los colegas del campo opuesto la forma de abordar los problemas en cada una de las dos áreas. Este trabajo pretende contribuir a esa comunicación. Se presenta una revisión del estado de la práctica en el estudio de efectos de sitio en sismología. Se abordan las técnicas usuales para estimar la amplificación debida a depósitos de suelos blandos a partir de registros de sismos o de ruido sísmico. Se presentan también resultados de la simulación numérica de efectos de sitio. Como ejemplo, se discuten los efectos de sitio en el pequeño valle aluvial de Parkway. El objetivo es presentar los problemas e incertidumbres asociados a los efectos de sitio, desde el punto de vista de su impacto en la ingeniería geotécnica y la confiabilidad de nuestras estructuras. Se espera fomentar el diálogo entre ambas disciplinas.

Palabras clave: efectos de sitio, sismología, ingeniería geotécnica

An important object of study in geotechnical engineering is the interface between structures and soil. It is through this interface that earthquakes affect man-made structures. Thus, geotechnical engineering lies at the interface between seismology and structural dynamics. Ideally, experts from both fields should work together to estimate the maximum seismic demand that may affect a structure during its lifetime. This assessment must take into consideration site effects (the amplification of seismic waves due to the surface geology conditions at the site of interest). The estimation of site effects would be improved if the data used to design the foundation of the structure were considered. On the other side, geotechnical design would be enhanced if the uncertainties and limitations that affect site effect estimation were considered. The necessary feedback between seismology and engineering requires fostering the communication between disciplines and a better understanding of the way in which similar problems are attacked by our colleagues of the complementary discipline. This work aims to contribute to that exchange. The state of the practice of site effect estimation in seismology is presented. We address commonly used techniques used to assess site effects due to soft soil deposits from seismic records or ambient noise. In addition, 3-D simulations of site effects are discussed. The application of these methods is described using the small sedimentary basin of Parkway (New Zealand) as our example. Our main objective is to discuss the limitations and uncertainties associated to site effect estimation and their impact on the reliability of the structures we build. We hope to stimulate increased exchanges between seismology and geotechnical engineering.

Keywords: site effects, seismology, geotechnical engineering

Introducción

La ingeniería geotécnica es un componente esencial en cualquier proyecto de ingeniería civil de cierta envergadura. En estática, la interfase suelo-estructura debe poder transmitir las cargas generadas por la estructura al piso, y estas cargas deben poder ser soportadas por el suelo. A la geotecnia compete el diseño de las fundaciones, la estimación de asentamientos, entre otros; *i.e.*, la interfase entre la estructura y el suelo.

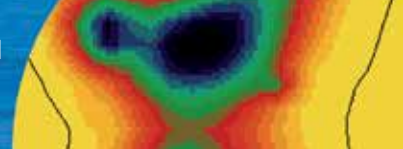
Adicionalmente a las soluciones que debe aportar en términos de resistencia estática, en el caso de zonas sísmicas, la fundación constituye la interfase a través de la cual la energía de los sismos se transmite a las estructuras. De forma similar, la fundación permite disipar energía de la vibración de la estructura hacia el subsuelo. A ese conjunto de fenómenos se le conoce como interacción suelo-estructura. Esa interacción es paralela a la que debería darse entre sismólogos e ingenieros geotécnicos. Si bien ha habido muchos progresos en años recientes, es claro que en la vida diaria, los sismólogos viven muy bien sin ingenieros geotécnicos y viceversa. En Sismología, por ejemplo, es usual que en los estudios de efectos de sitio se modelen los efectos del movimiento sísmico de una estructura de subsuelo compleja, con medios de distintas propiedades mecánicas en contacto sobre superficies irregulares. Ocasionalmente, los efectos en el movimiento sísmico debidos a una topografía irregular del terreno también son incluidos. El movimiento del terreno se calcula en la superficie libre, *i.e.*, la superficie en la cual se impone la condición de esfuerzos nulos. Esa superficie libre, también está libre de cualquier estructura de ingeniería, a pesar de que la simulación del movimiento sísmico tiene la intención de contribuir a la seguridad de esas mismas estructuras, señalemos notables e importantes excepciones tales como Guéguen *et al.* (2000, 2002); Fernandez-Ares y Bielak (2006), o Groby y Wirgin (2008). Por otra parte, cuando se diseña una fundación y se estudian los efectos dinámicos de interacción suelo-estructura, es común suponer que el subsuelo es un semiespacio homogéneo eminentemente elástico.

Es frecuente que en proyectos de ingeniería, el movimiento del terreno esperado en caso de sismo esté especificado en un reglamento de construcción, frecuentemente mediante espectros de diseño. Los efectos de sitio están incluidos

en ese espectro, elegido al especificar las características del suelo en el sitio de interés. Actualmente, uno de los parámetros más usados para especificar las condiciones del sitio de interés es el parámetro $V_{s_{30}}$, esto es el promedio de la velocidad de ondas de cortante en los primeros 30 m de profundidad (*e.g.*, norma chilena NCh 433 y sus modificaciones recientes). Especificar un valor de $V_{s_{30}}$ para el sitio de interés y modificar el espectro de diseño en roca para ese valor de $V_{s_{30}}$ permite incluir las modificaciones esperadas en el movimiento sísmico en ese sitio debido a la amplificación del movimiento generada por la heterogeneidad de los depósitos sedimentarios superficiales. Esta es una forma racional de hacerlo tomando en cuenta que un reglamento de construcción debe cubrir todos los casos posibles, sin exigir un esfuerzo excesivo en la caracterización del subsuelo. Sin embargo, ese proceso puede hacer perder de vista las incertidumbres y problemas que frecuentemente aparecen en el estudio de efectos de sitio y la dificultad de elaborar reglas aplicables a todos los casos utilizando simplificaciones que difícilmente reflejan una realidad compleja.

En este trabajo revisamos el estado de la práctica en estudios de efectos de sitio desde la perspectiva sismológica. El objetivo principal es presentar las técnicas utilizadas actualmente para estudiar efectos de sitio, los distintos tipos de datos que se analizan y ejemplificar los modelos que utilizamos para simular dichos efectos. Creemos que puede ser útil, para los ingenieros involucrados en el diseño de estructuras y sistemas de fundaciones, conocer mejor las dificultades que implica evaluar la amplificación debida a heterogeneidades geológicas locales y las simplificaciones que se requieren para traducir un fenómeno complejo a un procedimiento simple o incluso a un escalar (*e.g.* $V_{s_{30}}$).

En la práctica actual, es común abordar los efectos de sitio en una de dos vertientes. La primera consiste en la estimación de las frecuencias a las cuales se espera amplificación y la amplitud de la misma, ya sea utilizando registros de sismos o de vibración ambiental. La segunda, aborda el problema de determinar la geometría y las propiedades mecánicas de los materiales del subsuelo. Una vez determinada esa estructura, es posible utilizar simulación numérica de propagación de ondas para calcular los efectos de sitio esperados. Nuestro objetivo es enfatizar los problemas e incertidumbres asociados a efectos de sitio, que repercuten



en los coeficientes sísmicos utilizados posteriormente en el diseño de estructuras de todo tipo. Creemos que los sismólogos se beneficiarían al comprender mejor la forma en que los efectos de sitio impactan el diseño de fundaciones y estructuras, y conviene que los ingenieros geotécnicos conozcan mejor la compleja relación entre un coeficiente sísmico y un valor de $V_{s_{30}}$, por ejemplo. En este trabajo, y con objeto de fijar ideas, discutiremos mediciones y resultados obtenidos para un pequeño valle aluvial en Nueva Zelanda. Este valle está caracterizado por efectos de sitio importantes. La estructura del subsuelo es sencilla, pero la interfase sedimentos-roca es irregular en 3D. Los efectos de sitio en ese valle aluvial han sido estudiados con registros de movimiento fuerte (terremotos) y de ruido sísmico (Chávez-García *et al.*, 1999, 2002). Adicionalmente, se construyó un modelo de la estructura del subsuelo y se simuló la respuesta sísmica del valle (Chávez-García, 2003). Ello permite ilustrar las dos vertientes mencionadas y presentar la comparación entre los resultados obtenidos en ambas. El caso del valle de Parkway tiene varias ventajas. Las dimensiones del valle son sumamente pequeñas; el área instrumentada tiene dimensiones de un cuadrado de 400 m de lado. Ello permitió que la red de instrumentos utilizada para registrar sismos y vibración ambiental tuviera un espaciamiento promedio entre estaciones de únicamente 40 m. Asimismo, al modelar numéricamente la respuesta sísmica de esta estructura, fue posible alcanzar frecuencias relativamente altas con recursos de cómputo modestos. Claramente, el valle de Parkway no es un paradigma de todos los valles aluviales. Sin embargo, la variabilidad geológica en la Tierra indica que eso aplica para cualquier valle aluvial: todos los valles aluviales son diferentes. Sin embargo, los fenómenos físicos que gobiernan los efectos de sitio son los mismos en todas partes, por lo que las técnicas utilizadas para estudiar efectos de sitio son las mismas en todo el mundo. El valle de Parkway nos permitirá ilustrar esos fenómenos físicos. El caso de este valle es excepcional por la cantidad y densidad de mediciones que permitieron explorar con detalle las distintas alternativas posibles para estudiar efectos de sitio. Esto permite presentar un panorama de los distintos métodos disponibles y mostrar las diferencias que se obtienen entre las distintas estimaciones. Esas diferencias permiten acotar de forma experimental la incertidumbre asociada a la determinación de efectos de

sitio, algo que es poco común. En efecto, los estudios de efectos de sitio se realizan usualmente con importantes restricciones de recursos y tiempo, lo que limita el número de mediciones y la diversidad de técnicas utilizadas en el análisis de los datos. El caso de Parkway es atípico pues, a pesar de tratarse de una estructura sedimentaria pequeña y relativamente sencilla, sin construcciones importantes y con poca infraestructura, permitió abordar el problema de efectos de sitio con recursos y tiempo suficiente para evaluar distintos tipos de datos, técnicas de análisis y modelado numérico de su respuesta sísmica. Ello permite ejemplificar las técnicas de análisis, sus resultados e incertidumbres, lo que será de utilidad para entender los problemas asociados a la determinación de efectos de sitio en los casos usuales, limitados usualmente a una única medición, y a entender los problemas que implica especificar los efectos de sitio en un reglamento de construcciones.

Efectos de sitio

El movimiento del terreno debido a un sismo en un punto dado depende naturalmente de los parámetros asociados a la fuente sísmica y de la atenuación de la energía sísmica conforme se propaga desde la fuente al sitio de interés. Estos son los parámetros que se utilizan para predecir el movimiento sísmico en un punto utilizando las ecuaciones de predicción de movimiento del terreno (anteriormente conocidas como leyes de atenuación), y que en estudios de riesgo sísmico se conoce como movimiento de referencia, o movimiento estimado para un sitio en roca dura. Si el sitio de interés no se encuentra sobre roca dura, ese movimiento de referencia se verá afectado por la amplificación generada por las irregularidades geológicas, la presencia de capas de suelo, y la geometría irregular de las interfases entre medios con distintas propiedades. Es esa amplificación del movimiento sísmico lo que conocemos como efectos de sitio, los cuales modifican la predicción del movimiento del terreno para un sismo dado con respecto al movimiento en roca dura a la misma distancia a la fuente.

El origen de la amplificación debida a contrastes de impedancia (el producto de la densidad por la velocidad de propagación) en el subsuelo es claro. La conservación del flujo de energía requiere que una onda sísmica que pasa de un medio con velocidad de propagación rápida a uno con velocidad más baja aumente su amplitud. Es común

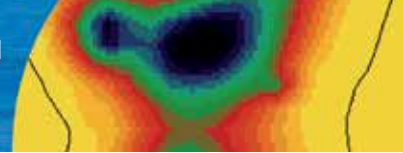
que los materiales más superficiales tengan velocidades de propagación más lentas. Por ello, los efectos de sitio no pueden despreciarse, especialmente en sitios sobre sedimentos blandos tales como valles aluviales. Las densidades de los materiales del subsuelo no cambian mucho cerca de la superficie. En contraste, las velocidades de propagación de ondas de corte pueden fácilmente cambiar por un factor mayor de 5 entre un depósito de suelo blando y su substrato. Por tanto, son las variaciones en las velocidades de propagación las principales responsables de la amplificación del movimiento sísmico, que frecuentemente alcanza valores de 10 o más (Boore, 2004) en frecuencias relevantes para estructuras comunes. Esto explica el interés por los efectos de sitio, interés que no se muestra sólo en la enorme cantidad de artículos publicados sino también en la organización de sesiones especiales sobre el tema en congresos de la especialidad y aun de congresos enfocados específicamente a ellos.

Cabe señalar que, adicionalmente a los efectos de sitio debidos a contrastes de impedancia, puede presentarse amplificación del movimiento sísmico debido a la geometría irregular de la superficie del terreno. Esta amplificación se conoce como efectos de sitio topográficos. Sin embargo, en este trabajo no abordaremos estos últimos. Los efectos de sitio topográficos ocasionan una amplificación mucho más pequeña que la que generan los contrastes mecánicos entre distintos materiales en el subsuelo (*e.g.*, Chávez-García, 2011; Assimaki *et al.*, 2012). Por otra parte, si bien es difícil medir experimentalmente la amplificación debida a una topografía irregular, la simulación numérica de esos efectos es relativamente sencilla. Los resultados de esas simulaciones sugieren que únicamente en casos excepcionales la amplificación topográfica rebasa factores de 2 en el dominio de la frecuencia. En contraste, como mencionamos arriba, la amplificación del movimiento sísmico debida a los contrastes entre medios de distinta rigidez en el subsuelo puede ser mucho mayor.

En efectos de sitio es frecuente considerar únicamente el movimiento horizontal. Hay varias razones para ello. Supongamos que las interfases entre materiales de distintas propiedades son horizontales. Cuando una onda sísmica se propaga hacia la superficie atravesando esas interfases, su dirección de propagación se acercará a la vertical debido

a la ley de Snell. Por ello, es común asumir propagación vertical de las ondas sísmicas incidentes al sitio de interés. Se mencionó que los contrastes de impedancia amplifican las ondas sísmicas, tanto las ondas P como las ondas S. Sin embargo, esos contrastes, en general, son pequeños para ondas P. En materiales granulares saturados, la velocidad de ondas P se acercará a la velocidad del sonido en el agua (alrededor de 1500 m/s). Por ser este un valor elevado, es poco probable que exista un contraste significativo con la velocidad de ondas P de materiales subyacentes. En contraste, la velocidad de ondas de corte (asociadas al movimiento horizontal en la superficie para incidencia vertical) puede cambiar por factores de 5 y mayores entre los distintos materiales cercanos a la superficie libre.

En el diseño de estructuras nos preocupa el movimiento sísmico para sismos grandes, aquellos que pueden afectar su integridad. Por ello, es importante considerar el posible comportamiento no lineal de los materiales del subsuelo ante grandes sollicitaciones. Más aún, efectos importantes como la licuación en sedimentos no consolidados son evidentemente un fenómeno no lineal. Sin embargo, en este trabajo no abordaremos el problema de la caracterización de efectos de sitio no lineales. La primera razón de esta omisión es la dificultad que implica caracterizar efectos de sitio. Obtener una estimación confiable ya es difícil asumiendo comportamiento lineal. La evidencia sismológica para caracterizar efectos de sitio no lineales es sumamente escasa, lo que complica aún más el problema. Por ejemplo, es frecuente que el 99% de los datos disponibles correspondan a movimientos de pequeña amplitud (sismos pequeños o incluso ruido sísmico), y únicamente 1% corresponda a movimientos fuertes. Ello hace imposible estimar de manera confiable la diferencia en la amplificación local en función de la amplitud del movimiento incidente. A pesar de ello, la estimación de efectos de sitio en el rango lineal no es inútil. Claramente, contar con una estimación de efectos de sitio en el rango lineal es la primera condición para abordar el problema de la no linealidad. Adicionalmente, la complejidad de la no linealidad obliga a estudiar cada caso involucrando más parámetros. Ello no sólo requiere más observaciones, sino que además dificulta enormemente generalizar los resultados.



Uso de registros sísmicos

Si uno desea predecir el movimiento para sismos futuros, es claro que es preferible basarse en registros de sismos pasados. Las tres técnicas más utilizadas hoy en día para estimar efectos de sitio utilizando registros de sismos son: cocientes espectrales con respecto a un sitio de referencia, cocientes espectrales de los componentes horizontales con respecto al vertical registrado en el mismo sitio, y algún tipo de inversión paramétrica del espectro de amplitudes de Fourier que permita separar en los registros los efectos de fuente y de trayecto (los efectos de sitio usualmente se obtienen del residual entre las observaciones y el modelo utilizado para fuente y trayecto).

Para ejemplificar las técnicas mencionadas, utilizaremos datos registrados en el pequeño valle aluvial de Parkway, en el extremo sur de la Isla Norte, Nueva Zelanda (Figura 1). Parkway fue seleccionado como sitio de prueba para la determinación experimental de efectos de sitio por el

Institute of Geological and Nuclear Sciences, Ltd, de Nueva Zelanda. Durante poco más de dos meses en 1995 se instaló una red temporal de 24 sismógrafos digitales, con sensores de 1 Hz. Durante su operación, la red temporal registró 64 eventos en al menos 10 estaciones del arreglo. Estos datos se utilizaron para estimar efectos de sitio utilizando las técnicas mencionadas.

El valle de Parkway es un valle pequeño (su ancho es de 400 m), tallado en grauvaca del grupo Torlesse y fue llenado durante el Pleistoceno tardío por abanicos aluviales. A pesar de algunos estudios geotécnicos, la información de los sedimentos que llenan el valle es escasa. La profundidad máxima en la zona del arreglo de estaciones está estimada entre 50 y 70 m. La velocidad de ondas de cortante de los sedimentos varía entre 80 m/s en la superficie y 200 m/s a 14 m de profundidad. No se cuenta con datos para profundidades mayores. Una descripción más detallada del experimento de registro sísmico y de la información geológica del valle se encuentra en Begg *et al.* (1993) y Chávez-García *et al.* (1999).

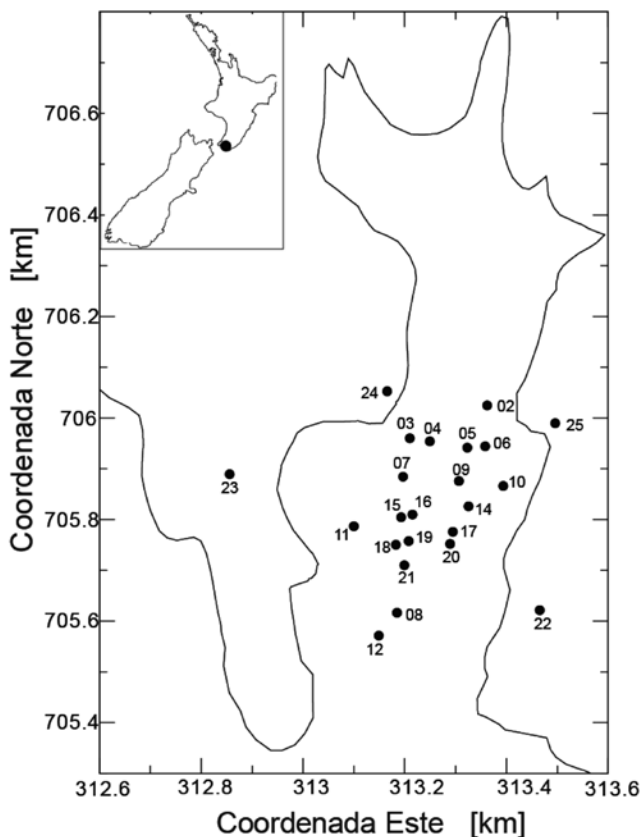


Figura 1: Mapa de localización y distribución de las estaciones en la cuenca de Parkway, Wainuiomata, Nueva Zelanda. La línea continua muestra el contacto en la superficie entre sedimentos y la roca subyacente.

Cocientes espectrales con respecto a un sitio de referencia SSR

Introducidos en la práctica por Borchardt (1970), los cocientes espectrales con respecto a un sitio de referencia son considerados como una de las técnicas más confiables para estimar efectos de sitio. La técnica está basada en escribir un registro sísmico $u(t)$, en términos de tres grupos de factores: efectos asociados a la fuente $s(t)$, efectos asociados al trayecto por la corteza entre la fuente y el sitio de interés $p(t)$, y los efectos de sitio $h(t)$. Si podemos suponer linealidad entre estos factores, puede mostrarse que el registro sísmico será el resultado de la convolución de los mismos:

$$u(t) = s(t) * p(t) * h(t) \quad (1)$$

Esta expresión se simplifica si la transformamos al dominio de la frecuencia mediante la transformada de Fourier. La convolución se transforma en un simple producto, y podemos escribir:

$$U(f) = S(f)P(f)H(f) \quad (2)$$

Supongamos ahora que contamos con dos registros para el mismo evento, obtenidos en estaciones cercanas relativamente a la distancia a la fuente. Es claro que podemos suponer que fuente y trayecto serán idénticos para ambos registros. Por ello, al hacer el cociente espectral de ambos registros se cancelan los factores de fuente y trayecto y quedarán únicamente los efectos de sitio:

$$\frac{U_2(f)}{U_1(f)} = \frac{S(f)P(f)H_2(f)}{S(f)P(f)H_1(f)} = \frac{H_2(f)}{H_1(f)} \quad (3)$$

Si uno de los registros, por ejemplo $u_1(t)$, se obtuvo en roca, los efectos de sitio serán inexistentes o muy pequeños ($H_1(f) \approx 1$), y el cociente espectral proporciona una estimación de la función de transferencia, la amplificación local, en el sitio 2. Esta técnica se considera muy confiable debido a que se evalúa exactamente la definición de efectos de sitio: la amplificación del movimiento sísmico observada en un sitio sobre sedimentos con respecto al movimiento registrado para el mismo sismo sobre roca dura.

La Figura 2 muestra un ejemplo de los resultados calculados para cuatro estaciones sobre sedimentos del valle de Parkway, cercanas entre sí y situadas al centro del valle. Los dos diagramas superiores muestran el promedio de los cocientes espectrales de los dos componentes horizontales con respecto a la estación de referencia elegida, la número 25. Las cuatro curvas para cada componente son muy similares. Observamos algunas diferencias entre los resultados para componentes NS con respecto a los componentes EW. Estas diferencias son reales, pues se observan consistentemente para las cuatro estaciones mostradas. Las diferencias no pueden estar relacionadas con efectos de fuente o de trayecto, pues los cocientes espectrales eliminan esa dependencia. Por otra parte, las curvas mostradas en la Figura 2 corresponden al promedio calculado para muchos eventos, localizados a distancias variables del arreglo de estaciones y con azimuts fuente-estación muy variables. La única explicación posible para las diferencias entre componentes EW y NS forzosamente está relacionada con los efectos de sitio. Esas diferencias sugieren que los efectos de sitio no pueden explicarse con un modelo 1D sencillo. Sin embargo, en estudios de efectos de sitio es común desprestigiar las posibles diferencias entre componentes horizontales mediante el simple expediente de promediar los resultados para el componente NS con los obtenidos para el EW. La amplificación máxima

alcanza valores cercanos a un factor 10 entre 1 y 2 Hz. Las funciones de transferencia decaen a frecuencias superiores, lo que sugiere una atenuación importante en los sedimentos que llenan el valle. Los dos diagramas inferiores en la Figura 2 muestran el coeficiente de variación de los valores promedio para la amplificación en función de la frecuencia. Observamos que ese coeficiente toma valores entre 0.1 y 0.3 en el rango de frecuencias mostrado. La incertidumbre del valor promedio es relativamente constante en el rango de frecuencias mostrado y no hay diferencias entre estaciones, lo que indica que las cuatro funciones de transferencia mostradas son igualmente confiables.

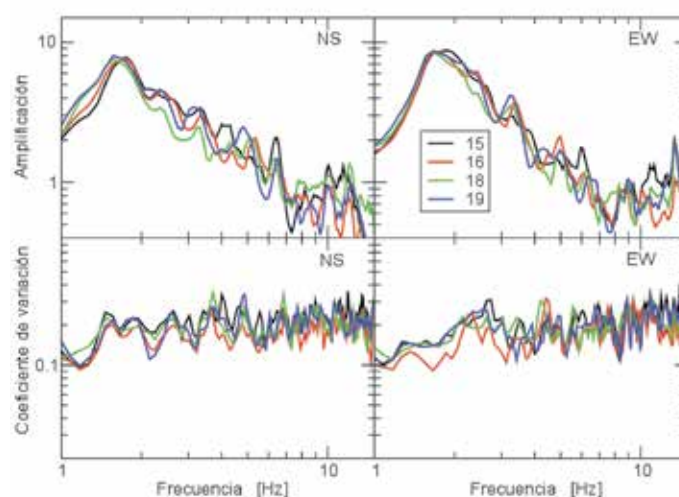
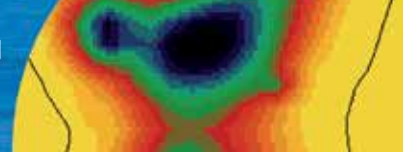


Figura 2: Funciones de transferencia promedio respecto a una estación de referencia y los coeficientes de variación para estaciones en Parkway

La Figura 3 muestra otro ejemplo de resultados obtenidos con cocientes espectrales con respecto a la estación 25. El diagrama superior muestra las curvas de amplificación promedio determinadas para la estación 16 en los tres componentes registrados, vertical NS y EW. La amplificación máxima es de 8.6 y 7.6 en los componentes EW y NS respectivamente, para un mismo valor de frecuencia dominante de 1.8 Hz. El componente vertical, contrariamente a lo afirmado arriba, sí presenta una ligera amplificación, que alcanza un factor 4.3 en 2.6 Hz. En el caso de Parkway, sí existe un contraste de impedancia para ondas P entre sedimentos y basamento rocoso. Sin embargo, la amplificación es considerablemente más pequeña que la de los componentes horizontales y el máximo de amplificación se presenta a una frecuencia más alta. De acuerdo con el modelo de un estrato lateralmente infinito sobre un semiespacio, la diferencia



entre frecuencias de resonancia para ondas S y para ondas P debería ser igual al cociente entre velocidades de ondas P y S en los sedimentos. La Figura 3 indica que ese cociente es de 1.5, lo que sugiere que los sedimentos presentan un valor del coeficiente de Poisson ligeramente inferior a 0.25. La Figura 3b presenta las funciones de transferencia obtenidas para la estación 23, sobre roca al igual que la estación 25, usada como referencia. La teoría para los cocientes espectrales indica que para la estación 23 deberíamos observar funciones de transferencia constantes con amplitud unitaria. En cambio, observamos deamplificación en los componentes horizontales que toma valores significativos para una frecuencia de 7 Hz. No es posible saber si el máximo de amplitud cercana a 0.2 en 7 Hz en las curvas para la estación 23 se debe a la atenuación del movimiento a esta frecuencia en el sitio 23 o bien resulta de una amplificación cercana a un factor 5 a esta frecuencia en la estación 25. Sin embargo, los resultados para las estaciones sobre los sedimentos blandos indican que la amplificación del movimiento sísmico es relevante únicamente para frecuencias menores a 3 o 4 Hz. En ese rango de frecuencias, las diferencias entre la estación 23 y la estación 25 son menores y por tanto la estimación de la amplificación es confiable. Los valores bajos de velocidad de propagación de ondas de corte en sedimentos blandos están asociados a valores pequeños del factor de calidad. Ello implica atenuación importante de la energía a altas frecuencias, lo que frecuentemente estabiliza los resultados. Sin embargo, es claro que en la banda entre 1 y 4 Hz existe una incertidumbre de alrededor de un factor 2 en la amplificación calculada con respecto a la estación 25.

En estudios usuales de efectos de sitio existe una única estación sobre roca para utilizarse como estación de referencia. Dado que es común contar con un número limitado de equipos de registro sísmico, se procura instalar el mayor número de ellos sobre los sedimentos, con la intención de caracterizar posibles variaciones en la amplificación sobre los mismos. El caso de Parkway es excepcional, pues se instalaron cuatro estaciones sobre roca alrededor del valle. Ello permite evaluar una de las hipótesis implícitas en la técnica de los cocientes espectrales con respecto a un sitio de referencia: el movimiento utilizado como referencia es independiente del lugar de registro, siempre que éste se encuentre sobre roca. En el caso del valle de Parkway, Yu y Haines (2003)

estudiaron las consecuencias de utilizar distintas estaciones como referencia para la estimación de los efectos de sitio. Estos autores encontraron que la mejor elección para este caso es calcular la amplificación con respecto al promedio de las cuatro estaciones instaladas en roca. Los resultados son más estables, sin embargo, las diferencias observadas con estos autores con las curvas promedio mostradas en la Figura 2 fueron mucho más pequeñas que la variabilidad entre los cocientes espectrales calculados para sismos individuales. Estos resultados permiten entender por qué los cocientes espectrales con respecto a un sitio de referencia son considerados la técnica más confiable para determinar efectos de sitio.

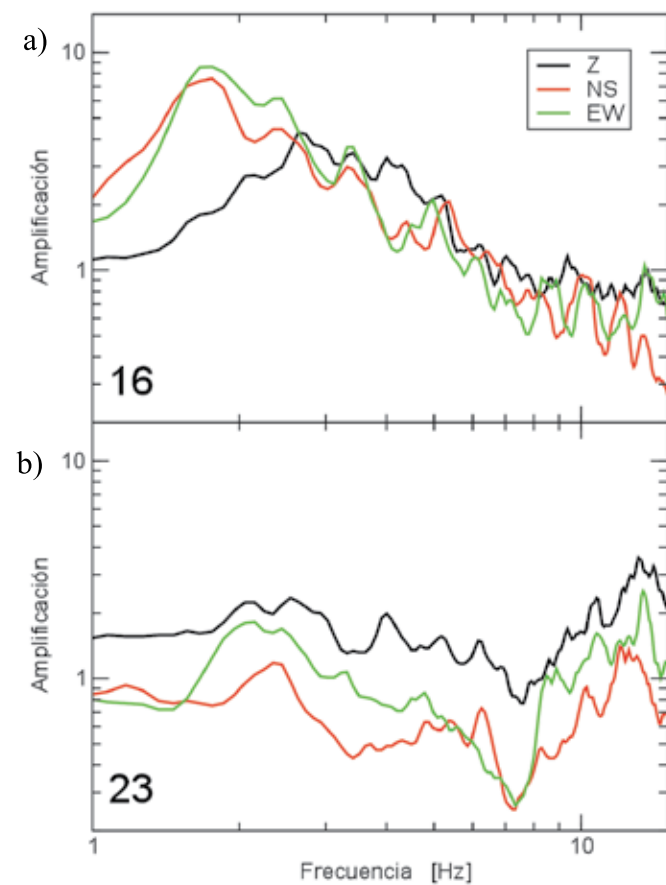


Figura 3: Funciones de transferencia promedio en Parkway, a) estación 16 y b) estación 23

Se ha sugerido (*e.g.*, Steidl *et al.*, 1996) que no es adecuado utilizar estaciones en superficie como referencia, y que es preferible el recurrir a estaciones instaladas en pozo, bajo el sitio de interés. Claramente, arreglos de estaciones que incluyen estaciones en pozo tienen ventajas teóricas indiscutibles. Sin embargo, también presentan desventajas. De Martin *et al.* (2013), por ejemplo, señalan que las

irregularidades geométricas de las interfases del subsuelo afectan en mucho mayor medida los registros obtenidos en profundidad que los registros en la superficie libre. Adicionalmente, la instalación de sensores a profundidad claramente escapa las posibilidades de la mayoría de los estudios de efectos de sitio para fines de reducción de riesgo sísmico en cualquier parte del mundo. Cuando existe la posibilidad de instalar redes sísmicas, aun temporales, se requiere considerar con cuidado la elección de un sitio de referencia, sin olvidar los posibles problemas e incertidumbres asociadas.

Cocientes espectrales H/V (HVSr) de registros de sismos

No es poco frecuente que se desee evaluar efectos de sitio con registros de sismos obtenidos en una estación sobre sedimentos, para la cual no se cuenta con una estación de referencia cercana, o que haya registrado los mismos eventos. Desde hace más de 35 años se mostró que era posible deconvolucionar el componente vertical de los componentes horizontales (Burdick y Langston, 1977; Langston, 1977). Este método se denominó función receptor (*receiver function*) y permite eliminar la contribución de la fuente y el trayecto para estudiar exclusivamente la estructura bajo el sitio de registro. Las frecuencias para las cuales se obtienen resultados útiles con este método son únicamente frecuencias bajas (de otro modo, la deconvolución se vuelve inestable), lo que únicamente permite resolver la estructura de la corteza a gran escala.

Veamos en primer lugar la explicación de Langston (1979) para el método de la función receptor. En el caso de registros telesísmicos, las ondas de cuerpo incidentes en una estación llegan al sitio de registro con incidencia vertical. El desplazamiento registrado en el dominio del tiempo en los componentes vertical, radial y transversal estará dado por:

$$D_V(t) = I(t) * S(t) * E_V(t) \quad (4)$$

$$D_R(t) = I(t) * S(t) * E_R(t) \quad (5)$$

$$D_T(t) = I(t) * S(t) * E_T(t) \quad (6)$$

donde $S(t)$ es la función temporal de la fuente sísmica de la

onda incidente, $I(t)$ es la respuesta impulsional del instrumento de registro, las funciones $E_V(t)$, $E_R(t)$ y $E_T(t)$ son las respuestas impulsionales de la estructura sedimentaria bajo la estación para los componentes vertical, radial y transversal y el asterisco indica convolución. De acuerdo con Langston (1979), para datos telesísmicos el registro del componente vertical tiene frecuentemente la forma de un único pulso convolucionado con la respuesta instrumental. Por ello podemos aceptar la aproximación:

$$I(t) * S(t) \cong D_V(t) \quad (7)$$

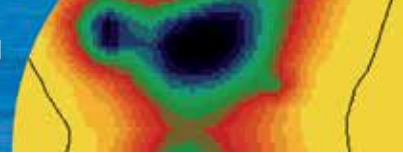
es decir, el desplazamiento registrado en el componente vertical es una estimación de la función de la fuente convolucionada por la respuesta instrumental. Si aceptamos que la respuesta instrumental es similar para los tres componentes del movimiento, las funciones que describen los efectos de la estructura sedimentaria bajo el sitio de registro para los componentes horizontales pueden obtenerse al deconvolucionar los registros horizontales con el componente vertical. En el dominio de la frecuencia, esa deconvolución es una división y obtenemos

$$E_R(f) = \frac{D_R(f)}{I(f)S(f)} \cong \frac{D_R(f)}{D_V(f)} \quad (8)$$

$$E_T(f) = \frac{D_T(f)}{I(f)S(f)} \cong \frac{D_T(f)}{D_V(f)} \quad (9)$$

A continuación, Langston (1979) regresa las funciones E_R y E_T al dominio del tiempo con la transformada de Fourier inversa. Sin embargo, al quedarnos con esas funciones en el dominio de la frecuencia obtenemos una estimación de la función de transferencia para el caso de ondas de cuerpo incidentes verticalmente. Esto es lo que propusieron Lermo y Chávez-García (1993) para estimar efectos de sitio.

Ahora bien, en el caso de analizar sismos regionales o locales, o más aún al utilizar los cocientes H/V para analizar registros de vibración ambiental, no podemos ignorar la contribución de las ondas superficiales en los registros. En este caso, podemos seguir el razonamiento de Nakamura (1989). De acuerdo con Nakamura, la energía sísmica se propaga predominantemente como ondas de Rayleigh. En ese caso, para el caso de una capa de suelo (o de varias capas de suelo) sobre un semiespacio de roca firme, podemos considerar cuatro componentes de



movimiento: los componentes horizontal y vertical en la superficie libre (H_S y V_S respectivamente), y los mismos componentes en la base de la columna sedimentaria (H_B y V_B). Dado que el movimiento en la base no está afectado por efectos de sitio, la estimación de la amplificación que nos interesa en ingeniería sísmica es el cociente entre el movimiento horizontal en la superficie con respecto al movimiento horizontal sin efectos de sitio, $S_E(f)$, dado por:

$$S_E(f) = \frac{H_S(f)}{H_B(f)} \quad (10)$$

Según Nakamura (1989), las ondas de Rayleigh, al estar atrapadas por las capas de suelo, están presentes en el componente vertical registrado en la superficie libre, V_{S_p} , pero no en el componente vertical en roca V_B . Si suponemos que el componente vertical de las ondas de Rayleigh no es amplificado por las capas de suelo, entonces una estimación de la distribución de la energía de la fuente en el dominio de la frecuencia, es decir, del espectro de la fuente que excita el movimiento en la superficie $A_{S_p}(f)$, puede obtenerse del cociente:

$$A_S(f) = \frac{V_{S_p}(f)}{V_B(f)} \quad (11)$$

Por ello, para compensar $S_E(f)$ por el efecto del espectro de la señal que excita el movimiento, calculamos una función de amplificación modificada $S_M(f)$, dividiendo S_E por la estimación del espectro de la fuente A_{S_p} , como:

$$S_M(f) = \frac{S_E(f)}{A_{S_p}(f)} = \frac{\frac{H_S(f)}{V_{S_p}(f)}}{\frac{H_B(f)}{V_B(f)}} \quad (12)$$

Una hipótesis final es que, para todas las frecuencias de interés, se cumple que:

$$\frac{H_B(f)}{V_B(f)} = 1 \quad (13)$$

De este modo, una estimación de efectos de sitio para el caso de ondas Rayleigh está dada por el cociente espectral entre los componentes horizontal y vertical registrados en la superficie libre. La ecuación (13) fue verificada por Nakamura (1989) usando registros de ruido sísmico obtenidos con un sensor de pozo.

Observamos entonces que por distintos razonamientos se justifica el uso de cocientes espectrales del componente

horizontal del movimiento sísmico dividido por el componente vertical registrado en el mismo sitio para estimar una función de amplificación local, los efectos de sitio, tanto si se considera que el movimiento sísmico consiste de ondas como en el caso de que predominen ondas superficiales. Claramente, el cociente espectral H/V también debe ser útil en el caso de que el movimiento sísmico registrado consista en una mezcla de ondas de cuerpo y ondas superficiales. Por ello, los cocientes espectrales H/V han mostrado ser útiles tanto para analizar registros de sismos como registros de vibración ambiental (e.g., Field y Jacob, 1995). El éxito de estos cocientes para estimar efectos de sitio confirma las hipótesis señaladas. Para incidencia vertical, el componente vertical incluirá fundamentalmente ondas P, mientras que las ondas S estarán contenidas en los componentes horizontales. Si los distintos medios del subsuelo no presentan contrastes en las velocidades para ondas P, el componente vertical contendrá fundamentalmente información de la fuente y el trayecto, pero no del sitio. El razonamiento es similar para el caso de ondas Rayleigh. Ello permite utilizar el componente vertical como referencia, con la misma base que los cocientes espectrales con respecto a una estación de referencia.

¿Qué sucede, sin embargo, cuando existe amplificación en el componente vertical, tal como observamos en la Figura 3?. La respuesta es que aún en este caso, los cocientes H/V con registros de sismos son útiles. Esto puede entenderse al observar nuevamente la Figura 3. Esta figura muestra que, aun cuando el componente vertical presenta amplificación debido a contrastes de impedancia para ondas P, la diferencia entre las frecuencias de resonancia para ondas P y ondas S obliga a que la amplificación en el componente vertical aparezca a frecuencias más altas. El cociente espectral del movimiento horizontal entre el vertical H/V será inútil para frecuencias mayores a la frecuencia de resonancia para ondas P, pero permite identificar el máximo de resonancia fundamental para ondas S. Las funciones de transferencia mostradas en la Figura 3 para la estación 16 muestran claramente la resonancia para los componentes horizontales entre 1 y 2 Hz y para el vertical a una frecuencia cercana a 3 Hz. Para la estación 16, el cociente H/V para frecuencias mayores a unos 2.5 Hz estará cerca de la unidad pues la amplificación en el componente vertical es similar a la observada en los componentes horizontales. Sin

embargo, para frecuencias menores a 2.5 Hz, ese cociente permitirá identificar claramente el máximo observado en los cocientes espectrales con respecto a la estación 25. La diferencia en la amplitud de las funciones de transferencia entre componentes horizontales y componente vertical es importante entre 1 y 2 Hz, rango en el cual la amplificación en el componente vertical es inferior a un factor 2.

La Figura 4 muestra los cocientes espectrales promedio H/V calculados para todos los sismos registrados por las estaciones mostradas en la Figura 2 para ambos componentes horizontales en los dos diagramas superiores. Observamos lo que esperábamos. Aparece claramente el máximo de amplificación del modo fundamental de resonancia para las estaciones sobre sedimentos. La diferencia de f_0 entre SSR y H/V es mínima (alrededor de 0.2 Hz). Claramente, para frecuencias mayores a f_0 , los cocientes H/V presentan una respuesta prácticamente plana en frecuencia, alrededor de un factor de 2 en ambos componentes horizontales y para las 4 estaciones mostradas. Los coeficientes de variación de las funciones de transferencia, mostrados en los paneles inferiores, son semejantes a los obtenidos para la técnica SSR, pero con menor amplitud. Esto es, los cocientes H/V presentan una dispersión menor que la observada para los cocientes SSR.

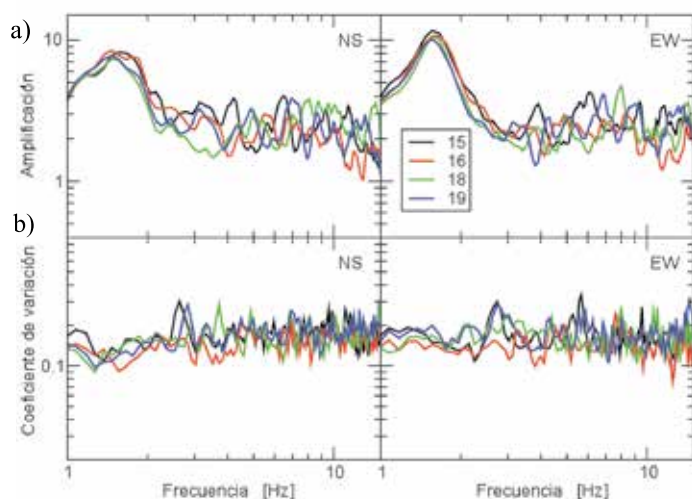


Figura 4: Resultados en estaciones de Parkway, a) funciones de transferencia promedio H/VSR y b) coeficientes de variación

Generalized Inversion Scheme GIS

Otra técnica utilizada corrientemente para evaluar la amplificación es la inversión paramétrica del espectro de amplitud de ondas S registrado, que ha recibido distintos

nombres en la literatura. Originalmente propuesta para estudiar la fuente sísmica (Andrews, 1986), la técnica se basa en describir nuevamente el registro sísmico en un sitio como la convolución de los factores en (1) de fuente, trayecto y sitio. Como mencionamos, la transformada de Fourier de esa convolución permite expresar el espectro de amplitud registrado como el producto de la función que representa a cada grupo de factores. Consideremos ahora que contamos con registros en varias estaciones para cada evento y que cada estación ha registrado varios sismos. Tomando el logaritmo en (2) y utilizando los subíndices i para referirnos al sitio i -ésimo, y el subíndice j para referirnos al sismo j -ésimo, podemos escribir:

$$\ln U_{ij}(f) = \ln S_j(f) + \ln P_{ij}(f) + \ln H_i(f) \quad (14)$$

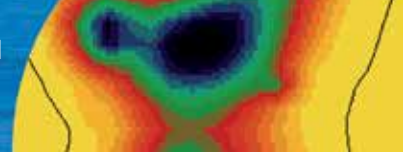
Siguiendo a Field y Jacob (1995), parametrizamos ahora los términos de fuente y trayecto. El espectro de amplitud irradiado por una fuente sísmica puede ser aproximado mediante modelos sismológicos. El más aceptado es el modelo ω^2 (Aki, 1967; Brune, 1970), válido para una dislocación puntual. Si expresamos el factor asociado a la j -ésima fuente, $S_j(f)$, en términos de este modelo obtenemos

$$S_j(f) = \frac{2\pi f A_j}{\sqrt{1 + \left(\frac{f}{f_{c_j}}\right)^4}} \quad (15)$$

en donde A representa la amplitud espectral del desplazamiento a frecuencias bajas y f_c es la frecuencia de esquina de la fuente sísmica. Al parametrizar de este modo el espectro sísmico irradiado por la j -ésima fuente podemos caracterizar el término $S_j(f)$ con únicamente dos parámetros: el valor de amplitud del espectro de desplazamiento a frecuencias bajas A_j , y el valor de la frecuencia de esquina para esa fuente f_{c_j} . De forma similar, el término asociado a los factores de trayecto entre la j -ésima fuente y el i -ésimo sitio puede parametrizarse como:

$$P_{ij}(f) = \frac{1}{r_{ij}} e^{-\pi f(t^* + T_{ij}Q)} \quad (16)$$

en donde r_{ij} es la distancia fuente estación y $1/r_{ij}$ es por tanto el factor que representa la expansión geométrica para ondas de cuerpo, T_{ij} es el tiempo de viaje de las ondas de cortante entre fuente y sitio de registro, Q es un factor de



calidad regional, independiente de la frecuencia y t^* es un factor de atenuación de la energía sísmica en la zona cercana al receptor. Si suponemos que la estructura de la corteza es similar para la región que incluye las fuentes y todos los sitios de registro, podemos suponer que el factor de calidad y el parámetro t^* son constantes para todos los pares fuente-estación. Como ejemplo, la Figura 5 muestra los espectros de amplitud de Fourier para 4 sismos con magnitudes de momento 4, 5, 6 y 7, calculados con el modelo ω^2 para un sitio en roca dura a 10 km de la fuente sísmica. El espectro de desplazamiento presenta una parte plana en bajas frecuencias hasta la frecuencia de esquina f_c , a partir de la cual la amplitud del espectro decae con una pendiente igual a la frecuencia al cuadrado (de ahí el nombre de modelo ω^2). El espectro de velocidad se obtiene por integración del espectro de desplazamiento (en el dominio de la frecuencia, la integración equivale a dividir las curvas por la frecuencia). La parte plana del espectro, ahora presenta una pendiente positiva proporcional a la frecuencia y se observa claramente que la frecuencia de esquina depende de la magnitud; conforme aumenta la magnitud, la frecuencia de esquina disminuye. De acuerdo con el modelo ω^2 , utilizando los parámetros para el modelo propuestos por Boore (1983), la frecuencia de esquina para este modelo es de 3.3 Hz para un sismo de magnitud 4, de 1 Hz para magnitud 5, 0.3 Hz para magnitud 6 y 0.1 Hz para magnitud 7. Cuando utilizamos la técnica GIS para determinar efectos de sitio, lo que hacemos es intentar ajustar espectros como los mostrados en la Figura 5 a cada uno de los espectros de Fourier de los sismos registrados por las estaciones. El promedio de los residuales del ajuste para todos los sismos registrados en cada estación será nuestra estimación de los efectos de sitio en esa estación.

El procedimiento para el ajuste parte de la parametrización dada por las ecuaciones (15) y (16) para los términos de fuente y trayecto. Con esa parametrización, escribimos (14) para cada valor de la frecuencia para cada uno de los sismogramas registrados, ignorando el término de efectos de sitio $H_i(f)$. Con el conjunto de esas ecuaciones formamos un sistema lineal de ecuaciones en el que las incógnitas del sistema son dos parámetros por cada fuente sísmica (U_j y f_{c_j}) y los parámetros de trayecto (Q y t^*), comunes para todos los pares fuente-estación analizados. Dado que la dependencia del sistema de ecuaciones en f_c es no lineal, Field y Jacob (1995) propusieron eliminar esa

no linealidad tomando los dos primeros términos de una expansión en series de Taylor. El algoritmo iterativo que estos autores propusieron permite resolver el sistema de ecuaciones como un problema de optimización, a partir de valores iniciales supuestos para las variables. Cuando el algoritmo converge se obtiene la mejor estimación de las incógnitas del sistema en un sentido de mínimos cuadrados. La diferencia promedio para cada estación entre ese mejor ajuste del modelo paramétrico y los espectros de los sismogramas observados será la estimación de los efectos de sitio (los términos $H_i(f)$). Los efectos de sitio se obtienen entonces como el residual del ajuste.

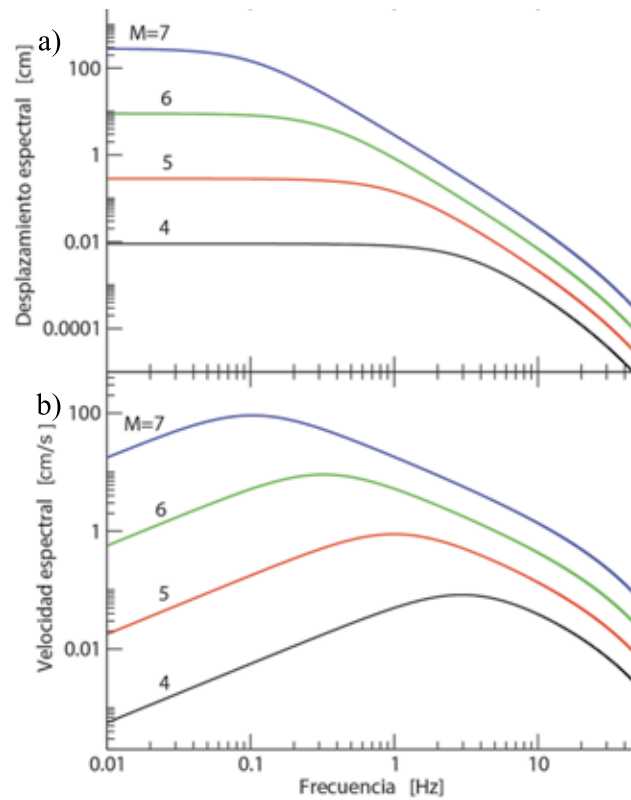


Figura 5: Espectros de amplitud de Fourier de la energía irradiada por una fuente sísmica puntual simulada con el modelo ω^2 , a) espectros de desplazamiento y b) espectros de velocidad para el componente horizontal del movimiento que se registraría en la superficie libre para terreno firme (roca dura) a 10 km de la fuente.

Los resultados obtenidos con el método GIS para los datos registrados en el valle de Parkway se muestran en la Figura 6, para las estaciones mostradas anteriormente. Las funciones de transferencia son muy similares a las obtenidas utilizando la técnica SSR, aunque las amplificaciones máximas obtenidas con GIS son algo menores a las obtenidas con SSR. Esto se debe a que

invertir en conjunto las amplitudes espectrales de las estaciones sobre sedimentos y sobre roca en este esquema es equivalente a calcular funciones de transferencia con respecto al promedio de las amplificaciones obtenidas para todas las estaciones. Sería posible limitar este efecto si conociéramos la función de transferencia en uno de los sitios (Boatwright *et al.*, 1991). El uso de GIS para determinar la amplificación local es eficaz cuando un arreglo de estaciones registró simultáneamente un número adecuado de sismos (del orden de diez). Si la cantidad de datos no es suficiente, el sistema de ecuaciones no converge a una solución. Los diagramas inferiores de la Figura 6 muestran los coeficientes de variación de la estimación promedio. No observamos diferencias significativas entre las estaciones pero sí hay diferencias con respecto a los coeficientes de variación obtenidos para SSR y HVSR. A la frecuencia de resonancia, la variabilidad de las funciones de transferencia es mínima y con valores muy similares a los observados para las otras técnicas. Esto indica que la respuesta a la frecuencia de resonancia no es menos confiable que la obtenida con SSR o HVSR. Sin embargo, para frecuencias mayores el coeficiente de variación aumenta casi linealmente (en el plano log-log) con la frecuencia. Esto es esperado. Los modelos utilizados para parametrizar la fuente y el trayecto presentan una variación suave. Sin embargo, la variabilidad de los espectros de Fourier de los sismogramas analizados aumenta con la frecuencia. El método GIS traslada esa variabilidad, imposible de explicar con modelos sencillos, a la función de transferencia, estimada como el residual del ajuste.

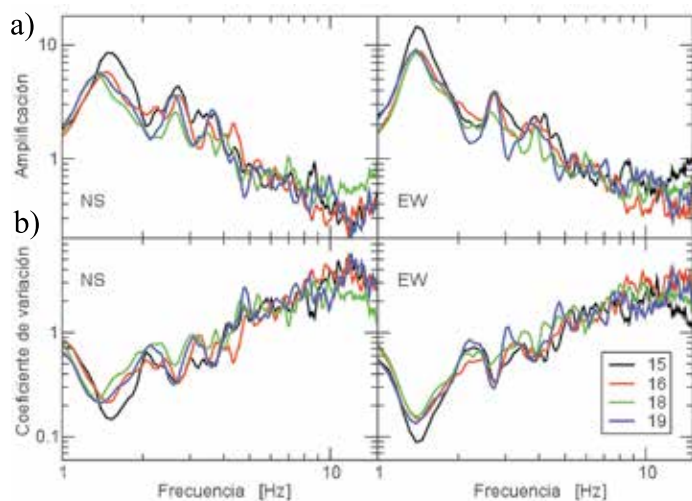


Figura 6: a) Funciones de transferencia promedio obtenidas de la inversión paramétrica de los espectros de Fourier (técnica GIS) y b) coeficientes de variación

Comparemos ahora los resultados obtenidos con los tres métodos para las 19 estaciones instaladas sobre sedimentos. Presentamos esta comparación en términos de frecuencia dominante f_0 y amplificación máxima A_{max} . La Figura 7 grafica, en el eje de las abscisas, los valores de periodo dominante (Figura 7a) y amplificación máxima (Figura 7b) obtenidos para el componente NS con la técnica de cocientes espectrales con respecto a una estación de referencia. En el eje de las ordenadas se grafican los mismos valores obtenidos para el componente EW y para los dos componentes observados utilizando HVSR y GIS. Observamos un buen acuerdo entre las distintas mediciones, a pesar de una dispersión que no es despreciable. Observamos que existen diferencias en los valores de f_0 y A_{max} entre las distintas técnicas. Sin embargo, estas diferencias no son mayores que las que

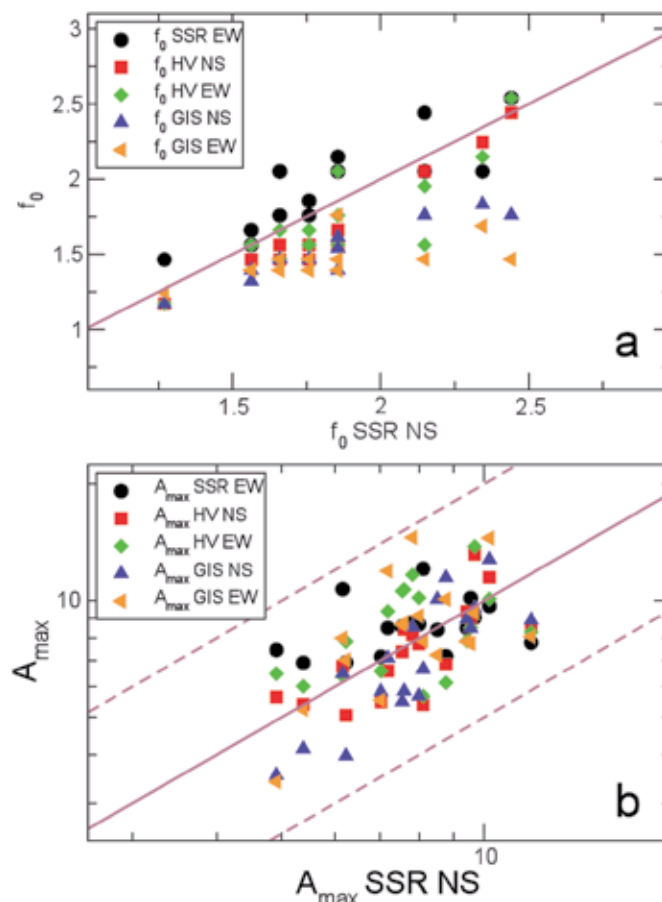
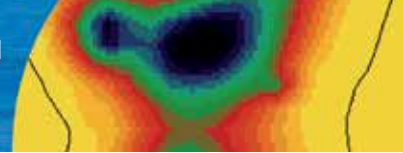


Figura 7: En el eje de las abscisas SSR NS corresponde a los cocientes espectrales respecto a una estación de referencia NS y en el eje de las ordenadas para EW, además se muestran resultados HVSR y GIS. La línea continua indica igualdad en ambos ejes y la línea punteada 0.5 y 2 veces el valor de las abscisas. a) Frecuencia dominante f_0 y b) amplificación máxima A_{max}



se observan entre los dos componentes horizontales (NS y EW) para una misma técnica, aun para SSR, la técnica considerada generalmente como la más confiable. Estas diferencias son comunes, pero usualmente se eliminan por el simple expediente de calcular un promedio para ambos componentes horizontales. La incertidumbre en f_0 es mucho menor que la que se observa para A_{max} . En efecto, la amplificación máxima presenta generalmente una variabilidad considerable. Chávez-García *et al.* (1990) y Field y Jacob (1995) proponen una incertidumbre irreductible de un factor 2 para A_{max} . A pesar de los casi 20 años transcurridos, no ha sido posible disminuir esa incertidumbre. Ese valor mínimo de incertidumbre afecta inevitablemente las estimaciones de efectos de sitio.

Uso de vibración ambiental

No siempre es posible contar con registros de sismos. A veces la tasa de sismicidad es baja y experimentos temporales no permiten registrar suficientes sismos en suficientes estaciones. En otras ocasiones, aun en sitios con alta sismicidad, no hay registros por falta de estaciones. Por ello y desde hace ya muchos años, se propuso el uso de registros de vibración ambiental (ruido sísmico) para estudiar efectos de sitio. El ruido sísmico es la vibración del terreno debido a la multitud de fuentes que generan ondas elásticas propagándose por el subsuelo: el oleaje golpeando la costa, el tráfico vehicular, los sismos lejanos, la maquinaria, etc. Dado que las ondas que propagan el ruido sísmico son las mismas que propagan la energía generada por los sismos, es razonable utilizar el ruido sísmico para estudiar el mismo medio de propagación y con ello los efectos de sitio.

Los primeros trabajos utilizando ruido sísmico fueron propuestos por investigadores japoneses. Kanai y Tanaka (1954) propusieron relacionar directamente los máximos observados en el espectro de amplitud de Fourier o en la densidad espectral de potencia de registros de ruido sísmico con efectos de sitio. Esta aproximación supone que la densidad espectral de potencia del ruido sísmico en un sitio de roca es constante y de amplitud unitaria. Observaciones recientes con instrumentos de alta calidad muestran claramente que esta condición está lejos de cumplirse (Peterson, 1993). Otros trabajos exploraron la posibilidad de utilizar cocientes espectrales con

respecto a un sitio de referencia, de forma similar al uso de registros de sismos (Ohta *et al.*, 1978; Kagami *et al.*, 1982, 1986; Field *et al.*, 1990). Los resultados no fueron adecuados. Hemos mencionado que un requisito para que ese cociente proporcione buenos resultados es que sea posible garantizar que la fuente y el trayecto fuente-estación sean similares para las dos estaciones con las que se calcula el cociente espectral. Claramente, esta condición es imposible de garantizar en el caso del ruido sísmico, generado por muchas fuentes, las cuales serán distintas aun para estaciones cercanas.

En 1989 Nakamura presentó la primera publicación en inglés en donde se propuso el uso de cocientes espectrales entre los componentes horizontales y el vertical con registros de ruido para determinar una función de transferencia local. A partir de la publicación de Lermo y Chávez-García (1994), la técnica se popularizó y se publicaron gran cantidad de artículos sobre el tema. Un panorama de la discusión durante esos años se puede consultar en Bard (1999). Gran parte de la discusión se centró en dos temas. El primero es la naturaleza de las ondas sísmicas dominantes en los registros de vibración ambiental, tema que tiene importante incidencia en los fundamentos teóricos del uso de este cociente para estimar efectos de sitio. Aquí nos limitamos a señalar que Lermo y Chávez-García (1994) mostraron que HVSR de ruido sísmico proporciona resultados útiles tanto si uno supone que las ondas de cuerpo dominan los registros, como si uno supone que dominan las ondas superficiales. Esto ha sido confirmado en publicaciones más recientes. Por ejemplo, Cardarelli *et al.* (2008) obtienen buenos resultados suponiendo que el ruido sísmico está dominado por ondas S, mientras que Poggi y Fäh (2010) analizan el ruido sísmico en términos de ondas de Rayleigh. El segundo tema controversial respecto al uso de HVSR de ruido sísmico en estudios de efectos de sitio concierne la confiabilidad de los resultados. Luego de algunas reticencias iniciales, rápidamente se estableció que esas mediciones eran confiables para determinar la frecuencia de resonancia de un depósito sedimentario. La discusión de la validez de interpretar la amplitud promedio de esos cocientes como una medida de la amplificación del movimiento ha sido más larga, con distintas publicaciones presentando evidencia a favor y en contra. Un ejemplo de la conclusión de esta discusión es el trabajo de Horike *et*

al. (2001) quien sugiere que los resultados son confiables cuando la amplificación estimada con ruido sísmico es significativa (esos autores sugieren una amplitud mínima entre 4 y 5).

La utilidad de los cocientes espectrales H/V calculados con ruido sísmico para estimar efectos de sitio es innegable. Sin embargo conviene acotarla con al menos dos objeciones. La primera es que se ha demostrado que esos cocientes son útiles cuando los efectos de sitio se deben a una estructura del subsuelo sencilla, en la cual la amplificación local está gobernada por un único contraste de impedancia de amplitud considerable. No debemos olvidar sin embargo, que la noción misma de frecuencia de resonancia puede perder significado cuando la estructura del subsuelo es más compleja (gradientes de velocidad, efectos 2D o 3D, inversiones de velocidad, etc.) aun cuando esa estructura genere efectos de sitio significativos. La segunda objeción concierne la facilidad, rapidez y el bajo costo con los que es posible realizar mediciones y obtener un resultado con esta técnica. Esas ventajas han conducido a excesos en la utilización e interpretación de estos cocientes espectrales. No debemos seguir el ejemplo de Hellel *et al.* (2010), quienes utilizan cocientes espectrales H/V de ruido sísmico para intentar interpretar los importantes daños observados en las estructuras de la ciudad de Bourmedes debidos a un sismo de magnitud M_w 6.8. Hellel *et al.* (2010) intentan relacionar efectos de sitio estimados mediante cocientes espectrales H/V de ruido sísmico con la distribución de daños sin considerar la vulnerabilidad de las estructuras y sin información sobre la estructura del subsuelo. Bourmedes se localiza sobre el plano de falla que causó el sismo y el máximo alzamiento co-sísmico observado para ese evento (0.75 m) fue observado en esa ciudad. Los cocientes espectrales H/V de ruido sísmico pueden ser útiles para estimar efectos de sitio. Claramente, no son útiles para explicar la distribución de daños en una ciudad situada sobre el plano de falla, para la cual los efectos de sitio pueden perfectamente ser irrelevantes.

En el caso del valle de Parkway, se analizaron algunas ventanas de ruido sísmico incluidas en el pre-evento registrado con los sismos (el registro del movimiento del terreno en las estaciones no era continuo y se disparaba cuando las amplitudes en el sensor rebasaban un valor pre-establecido). La Figura 8 permite comparar los resultados

obtenidos con los cocientes espectrales H/V calculados con ruido sísmico con las funciones de transferencia estimadas usando SSR con registros de sismos para cuatro estaciones sobre sedimentos. Observamos un excelente acuerdo para la frecuencia de resonancia entre los resultados obtenidos con ruido sísmico y los obtenidos con registros de sismos. Para la amplificación máxima, el acuerdo entre sismos y ruido sísmico es muy bueno para las estaciones 04, 16 y 21, y regular para la estación 06. Sin embargo, aún en este último caso, el valor de A_{max} predicho por H/V de ruido sísmico está dentro de un factor de 2 del valor predicho por SSR con sismos. Evidentemente, en el caso de Parkway, se cumplen las condiciones para obtener buenos resultados con cocientes H/V de ruido sísmico.

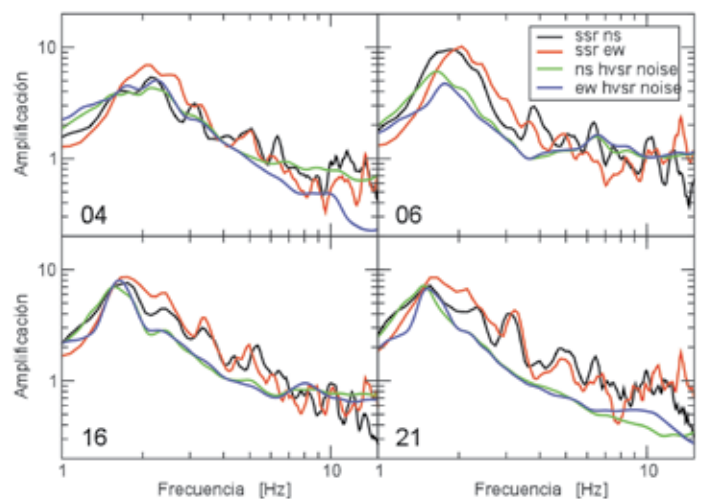
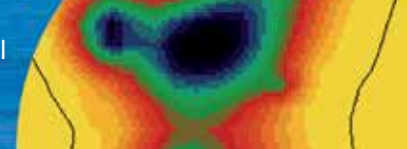


Figura 8: Comparación entre las funciones de transferencia estimadas con cocientes espectrales con respecto a una estación de referencia y aquellas estimadas utilizando HVSR con registros de ruido sísmico. Se muestran los resultados para cuatro estaciones sobre sedimentos en Parkway para ambos componentes horizontales.

Los resultados mostrados indican que es posible estimar la respuesta local utilizando registros de sismos o bien de ruido sísmico. Las distintas técnicas ofrecen resultados comparables, y las diferencias pueden explicarse en términos de las aproximaciones propias a cada una de las técnicas analizadas. Cuando la estructura del subsuelo es relativamente sencilla y los efectos de sitio tienen amplitud importante, es posible obtener funciones de transferencia confiables. Dadas las incertidumbres de cada método, es deseable comparar resultados obtenidos con varias técnicas. En particular, los cocientes espectrales H/V calculados con ruido sísmico usualmente son confiables



cuando muestran amplificación importante. Sin embargo, cuando esos cocientes no muestran amplificación, no necesariamente indica ausencia de efectos de sitio. Las estimaciones experimentales de funciones de amplificación local incluyen todos los efectos que contribuyen a la misma: contrastes de impedancia, geometría irregular en los contactos geológicos entre distintos materiales, efectos topográficos, etc. Esto implica una limitación. Cuando contamos con pocas mediciones para caracterizar un sitio, debemos extrapolar los resultados de esas mediciones sin conocer el impacto relativo de cada uno de los distintos factores que contribuyen a los efectos de sitio observados. En los casos en que sea necesario evaluar la importancia relativa de los distintos factores que contribuyen a los efectos de sitio, se hace necesario complementar la estimación experimental con modelado numérico de la respuesta sísmica.

Modelado de la respuesta sísmica

En ocasiones no es posible estimar una función de transferencia local empíricamente. Si en esos casos es posible estimar la estructura del subsuelo, una posible solución es utilizar modelado numérico de propagación de ondas en esa estructura para calcular los efectos de sitio esperados. El modelado numérico tiene una flexibilidad con la que no cuentan las estimaciones empíricas: es posible evaluar la importancia relativa de los distintos factores involucrados en los efectos de sitio así como el impacto en la amplificación esperada de la incertidumbre asociada a los parámetros del modelo (*e.g.*, Montalva y Rodríguez-Marek, 2010). Adicionalmente, al proporcionar una estimación independiente, puede ayudar a validar estimaciones empíricas basadas en un único resultado.

Un primer problema es decidir cuáles son las variaciones posibles que deseamos modelar. Es claro que frecuentemente es la heterogeneidad en la dirección vertical la más importante. Por ello, los modelos 1D, que permiten calcular los efectos de resonancia que producen capas horizontales de suelo sobre un basamento rocoso, son los más utilizados. Como hemos mencionado, usualmente es válido asumir incidencia vertical de ondas planas, despreciando la posible conversión de ondas en las interfases. Cabe señalar, sin embargo, que en ocasiones, aun una estructura sedimentaria con una geometría que sugiere predominantemente efectos de sitio 1D puede tener

una respuesta sísmica condicionada por las variaciones laterales de la estructura. Un ejemplo claro fue presentado en Raptakis *et al.* (2000) y Chávez-García *et al.* (2000). Estos autores mostraron efectos laterales importantes en un valle aluvial con espesor máximo de sedimentos de 200 m y una dimensión horizontal de más de 5 km. Sin embargo, en un estudio previo del mismo valle aluvial (Raptakis *et al.*, 1998) se había sugerido que la estimación empírica de la amplificación era consistente con modelos 1D. Los efectos 2D solo fueron evidentes hasta contar con registros sísmicos de una red más densa. Esto sugiere que, si bien la navaja de Occam sugiere recurrir a modelos 1D en primera instancia, efectos de sitio 2D y 3D podrían ser más frecuentes que los reportados en la literatura, únicamente debido a la falta de arreglos de estaciones adecuados. Un ejemplo posible podría ser el valle en el que se encuentra la ciudad de Santiago de Chile.

El incluir en el modelo del subsuelo variaciones de las propiedades en una dirección horizontal, además de las variaciones en la dirección vertical (modelos 2D) da origen a la conversión de las ondas de cuerpo incidentes en ondas superficiales, fenómeno que no aparece en modelos 1D. Esto obliga a considerar por separado la incidencia de ondas SH, cuya incidencia en modelos 2D da origen a ondas de Love, de la incidencia de ondas SV, que en interfases irregulares convierte parte de su energía en ondas P y genera ondas de Rayleigh. Bard y Bouchon (1980a, b) estudiaron en detalle estos fenómenos en valles aluviales genéricos. Esos autores presentaron estudios paramétricos para incidencia de ondas SH y SV y analizaron el efecto de los distintos parámetros del problema para valles homogéneos. Los resultados calculados por Bard y Bouchon (1980a, b) permiten hacer una primera estimación de la importancia de la heterogeneidad lateral en los efectos de sitio a partir de muy pocos datos de la geometría y propiedades de un valle aluvial.

Al pasar de un modelo 2D a un modelo 3D no aparecen fenómenos físicos distintos a los de un modelo 2D. Sin embargo, la complejidad de la respuesta aumenta considerablemente, y varía mucho más en función de los distintos parámetros del modelo, en especial los asociados al campo de ondas incidente. En el caso de modelos 3D, ya no es posible estudiar por separado los efectos para ondas SH y SV y aun asumiendo incidencia vertical, es

necesario especificar la dirección de polarización de las ondas S. Adicionalmente, se dificulta definir valles tipo y los detalles del modelo adquieren relevancia. Por ello, se vuelve prácticamente imposible generalizar conclusiones obtenidas a partir de un modelo específico.

Construir un modelo 2D o 3D de una estructura sedimentaria requiere de un esfuerzo fuera de lugar en proyectos de ingeniería. Un modelo confiable de un valle aluvial requiere un esfuerzo desmesurado, que solo es posible realizar en casos particulares, por ejemplo la cuenca de Salt Lake City (Olsen *et al.*, 1995; Roten *et al.*, 2011, 2012), Los Angeles (Olsen, 2000; Olsen *et al.*, 2008), o el valle de Volvi, Euroseistest, en el norte de Grecia (Manakou *et al.*, 2010). Es imposible investigar con ese detalle la estructura del subsuelo en proyectos de corta duración y que cuentan con recursos muy limitados. Sin embargo, es conveniente conocer algunos de esos trabajos para entender cuánto puede cambiar una estimación de efectos de sitio hecha con un simple modelo 1D, cuando en la realidad todos los valles sedimentarios son estructuras 3D.

El caso de Parkway es ilustrativo en este sentido, pues el estudio se realizó con recursos e información muy limitados. En ese pequeño valle se calculó la respuesta sísmica local con una simulación del movimiento sísmico en un modelo 3D de la cuenca. Para la simulación numérica se utilizó el método de diferencias finitas, tal como fue codificado por Kristek y Moczo (Kristek *et al.* 2002; Moczo *et al.* 2002). En sismología, diferencias finitas es uno de los métodos de simulación numérica de propagación de ondas más utilizados. Son comunes también simulaciones numéricas que recurren al método de elementos finitos o los métodos de frontera. Actualmente, todos los métodos de simulación numérica de propagación de ondas han demostrado ser confiables, como lo han mostrado las comparaciones (*benchmarks*) entre ellos (*e.g.*, Chaljub *et al.*, 2010). Si bien, el uso de los distintos métodos no necesariamente es fácil y, dependiendo del modelo, los recursos de cómputo requeridos pueden ser considerables, actualmente las dificultades asociadas a la simulación numérica de efectos de sitio están más en la preparación del modelo que en el método de simulación.

Contrariamente a los ejemplos mencionados arriba, el modelo 3D del valle de Parkway se construyó con muy

poca información. Claramente, la forma del contacto sedimentos-roca sobre la superficie libre (Figura 1) indica que el modelo de la estructura debía ser 3D. Sin embargo, a pesar de haber realizado algunas investigaciones de refracción sísmica y mediciones de gravedad (Duggan, 1997), así como sondajes de penetración de cono y de cono sísmico (Beetham, 1997), la información sobre la geometría y las propiedades de los sedimentos y la roca subyacente era muy pobre. Se estimó que la profundidad del basamento podría estar entre 50 y 70 m de profundidad y se determinaron velocidades de ondas de cortante entre 80 m/s en la superficie, hasta 200 m/s a 14 m de profundidad, profundidad máxima de los resultados.

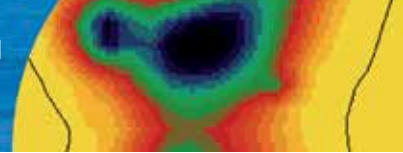
La información disponible es insuficiente para determinar un modelo de la estructura, que debe especificar valores de módulos elásticos y densidad para cada nodo de la malla con la que se discretiza el medio. La primera elección fue limitar a dos los materiales: sedimentos y roca, con propiedades constantes. Para los sedimentos se eligió una velocidad de ondas de cortante de 200 m/s, mientras que para la roca se asumió 850 m/s. La interfase irregular entre sedimentos y roca se construyó con base en los valores de periodo dominante observados en las 19 estaciones sobre sedimentos, utilizando la relación entre periodo dominante, T_0 , velocidad de ondas de cortante, V_s , y espesor, H ,

$$T_0 = \frac{4H}{V_s} \quad (17)$$

Con esos 19 valores de espesor para los sedimentos e imponiendo $H = 0$ en el contacto entre sedimentos y roca en la superficie se interpoló una superficie en 3D para ese contacto. La profundidad de la interfase para distancias menores a 100 m al contacto en superficie entre sedimentos y roca se multiplicó por el factor:

$$1 - \frac{1}{2} \cos\left(\frac{\pi d}{100}\right) \quad (18)$$

en donde d es la distancia horizontal (en m) desde cada nodo hasta el punto más cercano de la superficie de contacto sedimentos/roca en la superficie. Este factor permite suavizar la interfase entre sedimentos y roca cuando el espesor de los sedimentos se acerca a 0. Finalmente se agregaron algunos puntos extrapolando la forma de la interfase, con objeto de aumentar el volumen



cubierto por el modelo. El resultado se muestra en la Figura 9. El tamaño del volumen elegido para el modelo fue de 2424x2808x2024 m. Se eligió un paso de muestreo espacial de 8 m y un paso de muestreo temporal de 0.002 s. La excitación elegida consistió en ondas de cortante planas incidiendo verticalmente en el modelo. La señal temporal de las ondas incidentes fue un pulso de Gabor, elegido por tener un espectro de amplitudes casi plano en el rango de frecuencias en el que el cálculo es preciso (menor a 4.2 Hz). Los detalles del modelo y de la simulación fueron presentados en Chávez-García (2003).

Las simulaciones numéricas realizadas permitieron calcular el movimiento en los receptores elegidos (857 en la malla calculada). Consideremos primero las funciones de transferencia sintéticas, calculadas como el cociente de los espectros de Fourier de los sismogramas calculados en la superficie libre divididos por el espectro de la señal incidente. Si seleccionamos las coordenadas del primer máximo observado en esas funciones de transferencia, podemos analizar la distribución espacial de su abscisa (correspondiente al valor de frecuencia dominante, $f_0 = 1/T_0$) y su ordenada (correspondiente al valor de amplificación máxima, A_{max}). La Figura 10 muestra los mapas de frecuencia dominante f_0 y amplificación máxima A_{max} determinados para la zona instrumentada del valle de Parkway para incidencia de ondas S polarizadas en la dirección EW. El valor de frecuencia dominante presenta una variación suave entre los valores de 4.2 Hz cerca del borde de los sedimentos hasta 1.2 Hz al centro del valle. Los valores altos de f_0 , sin embargo, están asociados a valores muy pequeños de amplificación (del orden de 10%). En el centro del valle, en cambio, la amplificación máxima alcanza valores de 7.4, disminuyendo suavemente hacia los bordes. La amplificación máxima no es constante en el centro del valle, a pesar de que el contraste de impedancia es el mismo en todo punto. La variación espacial de la amplificación se debe a las interferencias constructivas y destructivas del movimiento sísmico difractado por la geometría irregular. Esto es evidente si consideramos que la amplificación esperada para el contraste de impedancia dado por las propiedades de los medios es de 4.3. La amplificación máxima mostrada en la Figura 10 es 1.7 veces mayor. El mismo resultado para incidencia vertical de ondas S polarizadas en la dirección NS muestra una amplificación máxima 2.1 veces mayor a la esperada para

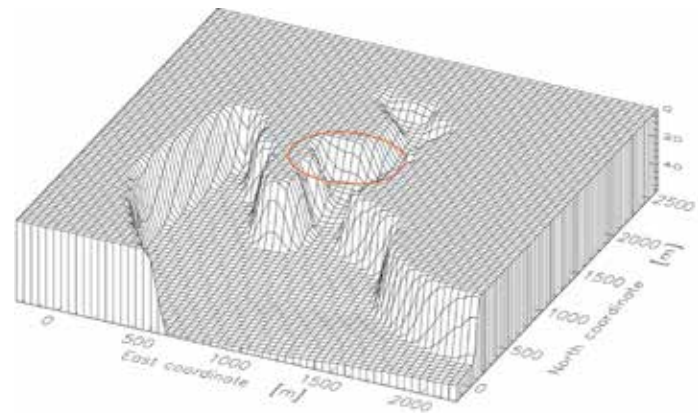


Figura 9: Forma de la interfase entre sedimentos y roca incluida en el modelo 3D de la cuenca de Parkway. La elipse roja en la superficie indica el lugar en el que operó la red temporal de sismógrafos.

un modelo 1D.

La contribución al movimiento sísmico debida a la difracción también se observa claramente en el dominio del tiempo. La Figura 11 muestra la posición de dos líneas de receptores seleccionados en la superficie libre. Como ejemplo de los resultados, la Figura 12 presenta los sismogramas sintéticos calculados (desplazamiento versus tiempo) en la superficie de la cuenca de Parkway para los receptores de la línea A mostrada en la Figura 11. Se muestra el desplazamiento calculado en las tres direcciones de movimiento para incidencia de ondas S polarizadas en la dirección EW. El componente u , en la dirección EW muestra el pulso incidente, la resonancia 1D del movimiento en el depósito sedimentario y la propagación hacia el sur de trenes de ondas superficiales generadas por la heterogeneidad de la interfase sedimentos-basamento. La velocidad de esas ondas disminuye de 671 m/s en el norte a 365 m/s en el sur. Es esperado que la velocidad de las ondas superficiales observadas a frecuencia constante disminuya cuando el espesor de sedimentos aumenta. Esas ondas no aparecen en el componente vertical, por lo que se trata de ondas Love. El movimiento observado en los componentes v (en la dirección NS) y w (en la dirección vertical) se debe a la difracción de la onda incidente. El movimiento en el componente vertical de las estaciones más al sur en la Figura 12 sugiere algún tipo de resonancia, pues observamos pulsos de energía que llegan a los receptores de la línea A al mismo tiempo (a 3.5 y a 5.5 s, por ejemplo). Sin embargo, esta sugerencia es incorrecta. La complejidad del movimiento sísmico

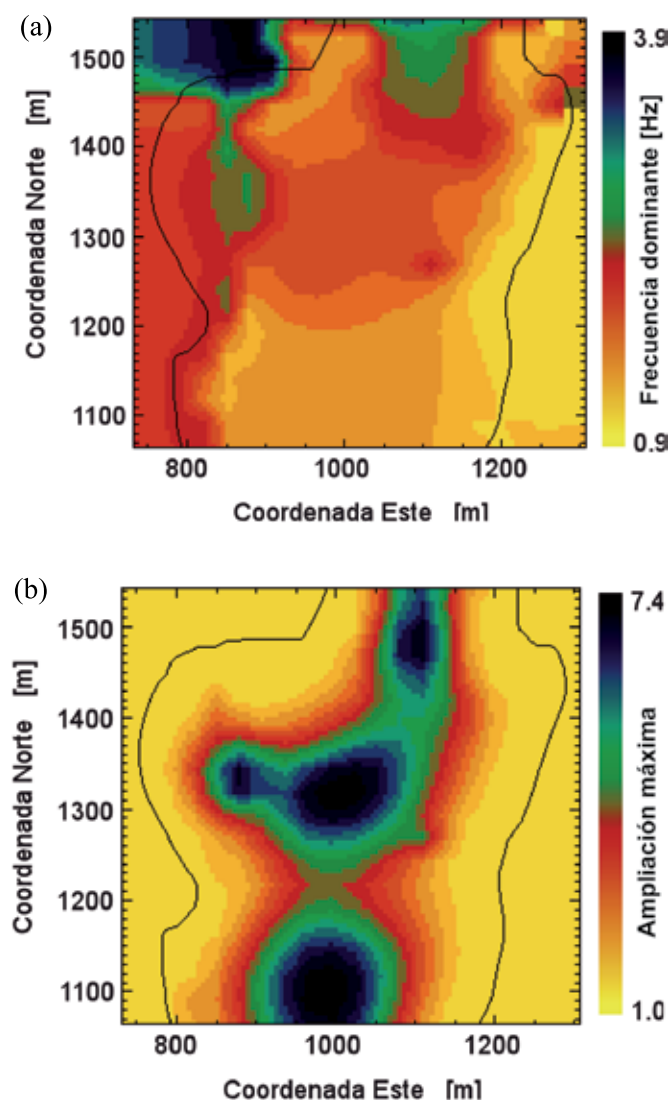


Figura 10: a) Mapas de frecuencia dominante y b) amplificación máxima obtenidos al calcular funciones de transferencia para receptores en la superficie del modelo 3D de la cuenca de Parkway. Estos resultados fueron obtenidos al utilizar los sismogramas sintéticos calculados para incidencia vertical de ondas S polarizadas en la dirección EW.

que genera la irregularidad en 3D de la cuenca no puede ser analizada correctamente observando únicamente una línea de receptores. La Figura 13 muestra los sismogramas simulados para la línea B de receptores, la cual cruza el valle en la dirección Este-Oeste. Esta figura nos permite observar que el movimiento del componente vertical que observábamos en fase simultáneamente en varios receptores en la Figura 12, corresponde en realidad a ondas generadas en los bordes laterales del valle propagándose en la dirección Este-Oeste. El componente vertical muestra un patrón de ondas en X. La velocidad de grupo de estas

ondas es extremadamente baja, 60 m/s, mientras que la velocidad de fase está entre 400 y 500 m/s; estas ondas presentan una fuerte dispersión. Se trata de ondas Rayleigh generadas por la interfase sedimentos-basamento. El componente horizontal asociado a estas ondas Rayleigh debería observarse en el componente u . Sin embargo, ese componente del movimiento está dominado por la resonancia 1D al inicio de los sismogramas (entre 2.5 y 4.5 s). Las fases tardías corresponden a las ondas de Love observadas en la Figura 12. Dado que esas ondas de Love se propagan de Norte a Sur, en una sección Este-Oeste aparecen en fase para todos los receptores y no parecen corresponder a ondas que se propagan.

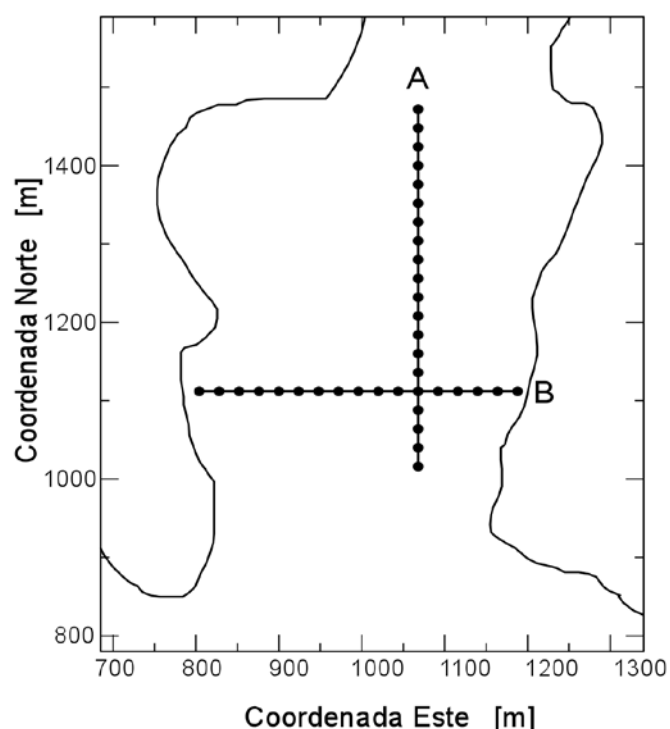


Figura 11: Mapa con la posición de algunos de los receptores en la superficie libre, seleccionados para el análisis de los sismogramas sintéticos calculados con el método de diferencias finitas en el modelo 3D de la cuenca de Parkway. Cada círculo corresponde a un receptor. Los receptores han sido agrupados en dos líneas, una norte-sur (línea A) y una este-oeste (línea B).

Consideremos finalmente la comparación entre las funciones de transferencia observadas y las calculadas a partir de los sismogramas sintéticos. Como ejemplo, la Figura 14 muestra esa comparación para cuatro de las estaciones de la red temporal en Parkway. Las funciones de transferencia calculadas para la dirección Este-Oeste, se obtuvieron a partir de los sintéticos simulados para

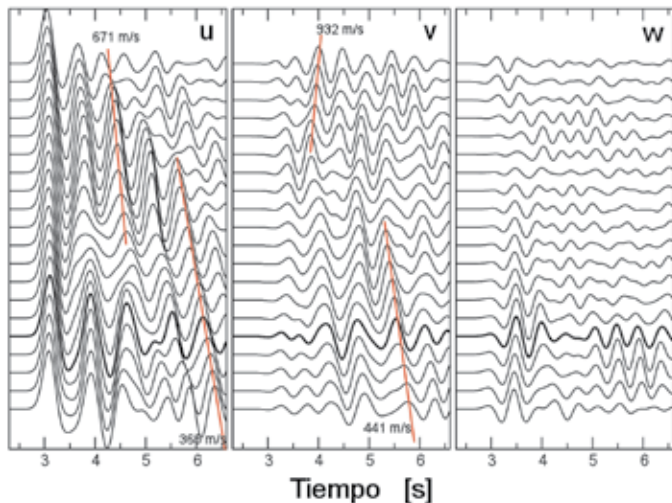
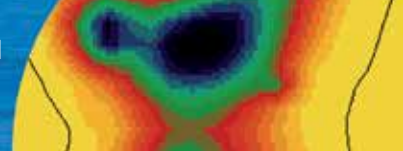


Figura 12: Secciones sísmicas calculadas con diferencias finitas en el modelo 3D del valle de Parkway para la línea A de receptores (dirección NS). Estos resultados fueron calculados para incidencia vertical de ondas S polarizadas en la dirección EW. El componente u indica movimiento en la dirección EW, v en NS y w en la dirección vertical. Las líneas rectas indican mediciones de velocidad de fase. La escala de amplitud es común a todas las trazas. La traza graficada con línea más gruesa corresponde al receptor que es común a las líneas A y B.

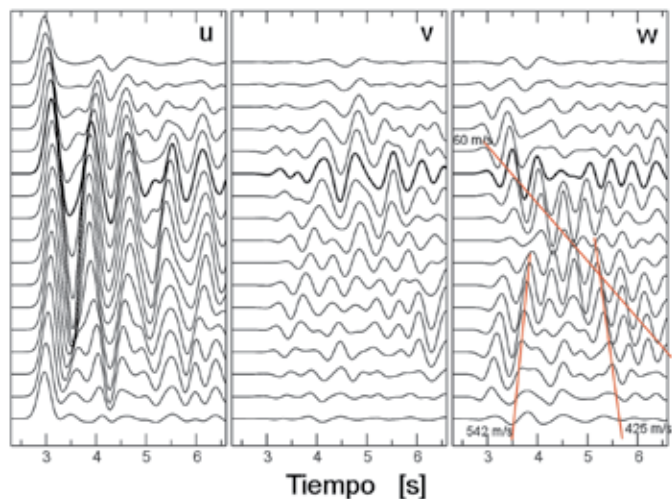


Figura 13: Secciones sísmicas calculadas con diferencias finitas en el modelo 3D del valle de Parkway para la línea B de receptores (dirección EW). Estos resultados fueron calculados para incidencia vertical de ondas S polarizadas en la dirección EW. La escala de amplitud es común a todas las trazas. La traza graficada con línea más gruesa corresponde al receptor que es común a las líneas A y B.

incidencia de ondas S polarizadas en esa dirección. De forma similar, las funciones de transferencia para los componentes Norte-Sur se calcularon a partir de los sintéticos obtenidos para incidencia de ondas S polarizadas en la dirección Norte-Sur. Observamos un muy buen acuerdo

en la forma de las funciones de transferencia calculadas y observadas. La diferente amplificación observada entre los componentes NS y EW se encuentra reproducida correctamente en las funciones de transferencia modeladas, sin embargo, las funciones de transferencia simuladas presentan una amplitud sistemáticamente menor que la amplificación observada. Esa diferencia de amplitud es un factor relativamente constante, entre 1.5 y 2 para las cuatro estaciones. Esto sugiere que el contraste de impedancia entre sedimentos y roca fue subestimado en el modelo. La frecuencia del máximo de resonancia es similar entre las observaciones y las simulaciones. Ahora bien, el espesor de los sedimentos bajo las estaciones fue calculado a partir de (7), correspondiente a la frecuencia de resonancia en un modelo 1D. Por ejemplo, para las estaciones mostradas en la Figura 14, la frecuencia utilizada para calcular el espesor en esos cuatro sitios fue 1.85 Hz para las estaciones 02 y 06, 1.67 Hz para la estación 09 y 1.66 Hz para la estación 17. La frecuencia del primer máximo en las dos funciones de transferencia calculadas con la simulación 3D fueron 1.91 y 2.19 Hz para la estación 02, 1.77 y 1.95 Hz para la estación 06, 1.46 y 1.67 Hz para la estación 09 y 1.49 y 1.53 Hz para la estación 17. Estos valores están muy cercanos a los valores de la frecuencia de resonancia calculada con un modelo 1D en esos sitios, lo que indica que, al calcular la respuesta 3D del valle, la frecuencia de resonancia no cambia significativamente con respecto a la esperada para un modelo 1D en esos sitios.

El buen acuerdo que observamos en la Figura 14 no se presenta para todas las estaciones. Por ejemplo, la Figura 15 muestra la comparación entre funciones de transferencia observada y calculadas para las estaciones 10 y 11. Únicamente el componente EW para la estación 11 muestra semejanza entre observaciones y simulaciones. Para las otras curvas mostradas, la diferencia entre observaciones y simulaciones es significativa. Sin embargo, si observamos la Figura 1, observamos que las estaciones 10 y 11 se encuentran cerca del borde de la cuenca. Entonces, obtenemos un mejor acuerdo entre funciones de transferencia observadas y simuladas para las estaciones cercanas al centro del valle, que para las estaciones situadas cerca del borde del mismo. La razón es que al acercarnos al borde del valle el espesor de los sedimentos disminuye y las rugosidades de la interfase sedimentos-basamento y los errores en el espesor estimado para el

modelo cobran mayor importancia. En el caso de Parkway, dada la información tan limitada usada para construir el modelo, no es sorprendente que no encontremos un buen acuerdo entre simulaciones y observaciones para todas las estaciones. Más bien, es alentador que para muchas estaciones obtenemos un buen acuerdo y que es posible entender por qué unas estaciones muestran mejor acuerdo que otras.

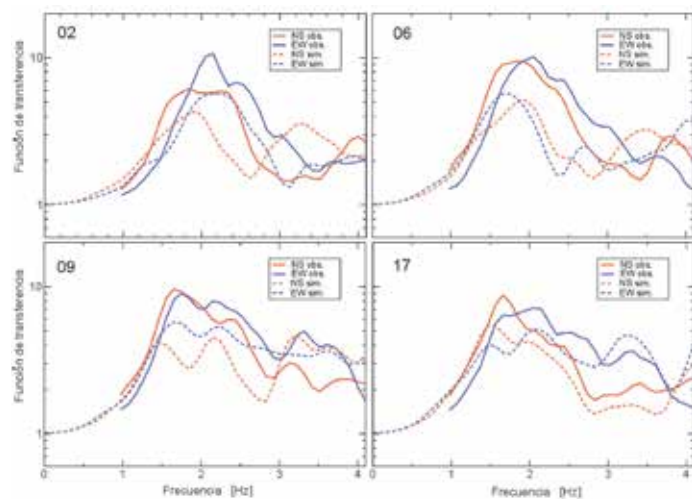


Figura 14: Comparación entre funciones de transferencia observadas y calculadas para cuatro estaciones sobre sedimentos en el valle de Parkway. Las líneas continuas corresponden a las funciones de transferencia estimadas con cocientes espectrales con respecto a una estación de referencia para ambos componentes horizontales. Las líneas punteadas indican las funciones de transferencia calculadas con el modelo 3D para la cuenca de Parkway; el componente EW fue obtenido de las simulaciones para incidencia vertical de ondas S polarizadas en la dirección EW, mientras que el componente NS corresponde a incidencia vertical de ondas S polarizadas en la dirección NS.

A pesar de las limitaciones del modelo elaborado para Parkway, los resultados fueron útiles. Las simulaciones mostraron que es posible capturar aspectos importantes de la respuesta sísmica de un valle aluvial 3D utilizando un modelo construido con muy poca información. La forma de la interfase se basó en los valores de periodo dominante. Los resultados mostraron que esos periodos se conservan en las funciones de transferencia calculadas; *i.e.*, los efectos de sitio debidos a esta estructura 3D ocurren a las mismas frecuencias que los periodos dominantes estimados con base en modelos 1D. Cuando el contraste de impedancia es grande, el valor de periodo dominante sigue siendo relevante independientemente del tipo de ondas que se propaguen por la estructura. Esta observación

no es válida cerca de los bordes del valle, en donde la heterogeneidad lateral predomina. La comparación entre valores de amplificación medida y calculada indica que los efectos 3D aumentan la amplificación debida al contraste de impedancia por un factor entre 1.7 y 2. Este factor seguramente contribuye a la dispersión observada para estimaciones experimentales de efectos de sitio. A pesar de las grandes limitaciones del modelo (medios homogéneos, una geometría extrapolada de valores de periodo dominante, la atenuación no fue incluida en los cálculos, la excitación al modelo consistió en ondas planas), los resultados obtenidos fueron buenos. Esto sugiere que, en el caso de efectos de sitio importantes, los parámetros más relevantes a determinar son el contraste de impedancias entre sedimentos y basamento y una estimación del espesor máximo de los sedimentos.

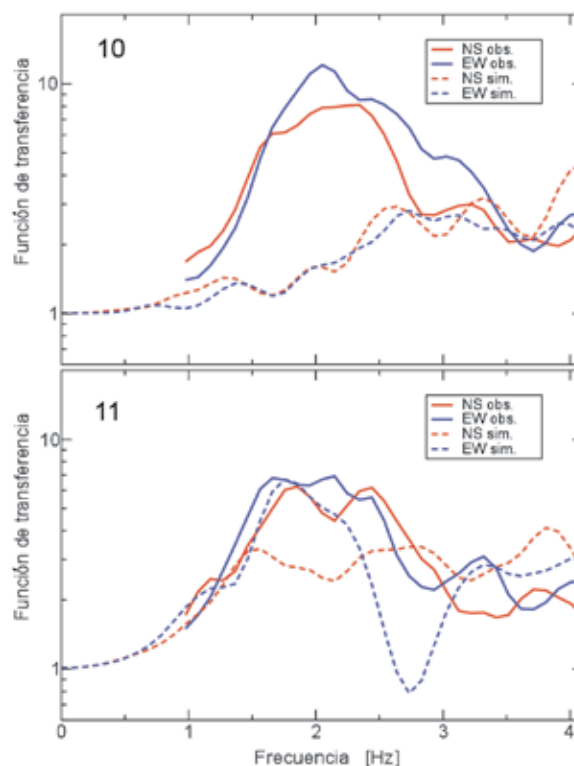
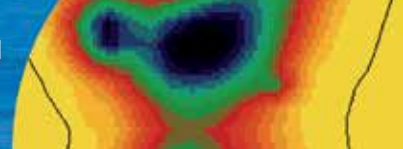


Figura 15: Comparación entre funciones de transferencia observadas y calculadas para dos estaciones sobre sedimentos en el valle de Parkway. Las líneas continuas corresponden a las funciones de transferencia estimadas con cocientes espectrales con respecto a una estación de referencia para ambos componentes horizontales. Las líneas punteadas indican las funciones de transferencia calculadas con el modelo 3D para la cuenca de Parkway; el componente EW fue obtenido de las simulaciones para incidencia vertical de ondas S polarizadas en la dirección EW, mientras que el componente NS corresponde a incidencia vertical de ondas S polarizadas en la dirección NS.



Discusión

La responsabilidad de estudiar un sitio y proveer la demanda sísmica para un proyecto de ingeniería, recae habitualmente en ingenieros geotécnicos, los que cuentan con restricciones presupuestarias y de tiempo importantes para poder llevar a cabo su trabajo. Una parte importante de la demanda sísmica estimada para un proyecto resulta de la amplificación local en el sitio del proyecto; los efectos de sitio. Usualmente, los efectos de sitio están codificados en el reglamento de construcción aplicable en el sitio, bajo el simple expediente de clasificar el subsuelo del sitio de interés. Durante muchos años se utilizaron clasificaciones del tipo: suelos blandos (para los que comúnmente se requerían estudios específicos), suelo (sitios sobre sedimentos, excluyendo los suelos blandos) y roca (ocasionalmente dividida en roca suave y roca dura). Actualmente, los reglamentos de construcción requieren especificar el tipo de suelo en términos de algún parámetro cuantitativo. Siguiendo a Borcherdt (1994), el parámetro V_{s30} se ha vuelto popular, y es utilizado en una gran cantidad de países sísmicamente activos. Una vez conocido el valor de V_{s30} en el sitio de interés, el reglamento aplicable específica como modificar la demanda sísmica calculada en roca para incluir efectos de sitio (e.g., NCh 433 en el caso de Chile).

En este trabajo hemos discutido las distintas formas en que se estiman efectos de sitio a partir de registros de sismos o de vibración ambiental. Esas estimaciones son los datos de base que permitieron proponer V_{s30} como *proxy* para caracterizar la amplificación debida a capas de suelo blando. Por ello, especificar efectos de sitio con base en ese parámetro acarrea enormes incertidumbres que podemos separar en dos grupos: las incertidumbres asociadas a la estimación de efectos de sitio (discutidas en detalle en este trabajo) y las incertidumbres asociadas a la correlación entre amplificación observada y V_{s30} . Es por esto que, por ejemplo en valles aluviales profundos no se observa una buena relación entre demanda sísmica en la superficie e índices asociados sólo a la velocidad de ondas de cortante en los primeros metros.

Una parte importante de la investigación actual en el tema de efectos de sitio está dirigida a disminuir las incertidumbres en alguno de los dos grupos mencionados. Se exploran la posible utilidad de otros parámetros, similares o distintos

a V_{s30} , tales como espesor de los sedimentos, origen geológico de los materiales y la cuantificación del contraste de impedancia entre los distintos materiales. El aumento de la información asociada a un sitio puede redundar en una disminución de la incertidumbre asociada a la respuesta de sitio (e.g. Rodríguez-Marek *et al.*, 2011). En contraparte, se dificulta mucho la especificación de efectos de sitio que, por definición, debe ser simple en un reglamento de construcción. Esta búsqueda requiere necesariamente de la participación de sismólogos, quienes conocen mejor los fenómenos involucrados en los efectos de sitio y los ingenieros geotécnicos, quienes son más sensibles a la forma en que esos efectos impactan el proyecto ingenieril de interés.

El objetivo de este trabajo no es en modo alguno convencer a los ingenieros geotécnicos de dedicarse a la investigación de efectos de sitio en Sismología (aunque sería un resultado bienvenido). El objetivo central del trabajo es mostrar a estos profesionales el estado actual de la práctica en la estimación de efectos de sitio y aceptar que, a pesar de los progresos registrados, esa estimación enfrenta incertidumbres importantes, las cuales se ponen en evidencia al realizar esa estimación con más de una técnica. Esa incertidumbre impacta forzosamente la especificación de la demanda sísmica en los reglamentos de construcción. Confiamos en que este trabajo permita que los ingenieros geotécnicos se interesen en los problemas de la respuesta sísmica y comprendan mejor la complejidad oculta en la especificación de espectros de diseño dependientes del sitio.

Conclusiones

Los efectos de sitio agrupan un conjunto de factores que puede afectar de forma importante el movimiento sísmico y, por ello, frecuentemente condicionan la distribución de daños durante grandes sismos. Adicionalmente, dado que se deben a la estructura geológica del subsuelo cercana a la superficie libre, son mucho más repetitivos y predecibles que los efectos debidos a la fuente sísmica, por ejemplo. En este trabajo, hemos presentado un panorama del estado de la práctica de efectos de sitio en Sismología. Pasamos revista a las técnicas utilizadas corrientemente para estimar la amplificación que los depósitos de suelo blando ocasionan en el movimiento sísmico observado, tanto a partir de registros de sismos como utilizando registros de vibración ambiental. Adicionalmente discutimos

resultados de la simulación del movimiento sísmico con un modelo 3D para la cuenca de Parkway, utilizada como ejemplo en este trabajo. Los resultados permitieron mostrar que las diferentes técnicas de estimación de efectos de sitio, utilizando registros de sismos o de vibración ambiental, proporcionan resultados similares. Si consideramos como los parámetros más importantes de la respuesta las coordenadas del primer máximo de amplificación (la frecuencia de resonancia, f_0 , y la amplificación máxima asociada, A_{max}), observamos un buen acuerdo en la estimación de f_0 entre las diferentes técnicas, con una incertidumbre pequeña. En el caso de A_{max} , la incertidumbre es mayor. Una incertidumbre de un factor 2 parece irreductible con las técnicas comúnmente usadas. En este respecto no parece haber un progreso significativo con respecto a las estimaciones de esa incertidumbre presentadas hace 30 años (King y Tucker, 1984).

Los efectos de sitio son un componente importante del movimiento sísmico destructor en cualquier parte del mundo en el que la estructura del subsuelo es heterogénea, y son especialmente importantes cuando en la superficie del terreno existen suelos blandos. Por ello son objeto de estudio en casi todo el mundo. Chile no está exento de ello por supuesto, y muchos estudios de efectos de sitio han sido publicados, especialmente para Santiago (*e.g.*, Astroza y Monge, 1991; Leyton y Ruiz, 2011; Assimaki *et al.*, 2012). Para este último caso, Pilz *et al.* (2009, 2010, 2011) presentan tres estudios que siguen la línea mostrada en este trabajo: determinación experimental de efectos de sitio, construcción de un modelo del subsuelo y comparación de simulaciones numéricas del movimiento sísmico con registros para sismos pasados. Sin embargo, esos trabajos están dirigidos a especialistas en el tema, por lo que no se aborda de forma global la estrategia seguida para abordar efectos de sitio, y el énfasis está en los resultados y no en los métodos de análisis, las hipótesis en las que están basados y las incertidumbres asociadas a su aplicación. Estamos convencidos que es útil presentar estos elementos a los ingenieros geotécnicos, que sin ser especialistas en el tema, ven su trabajo impactado de forma importante por las estimaciones de efectos de sitio que realizan los sismólogos.

Es claro que incorporar más información de cada sitio podría disminuir la incertidumbre. Por ejemplo, se ha

propuesto complementar la información de V_{s30} con otros parámetros como la profundidad total del depósito de suelo, o bien especificar el parámetro kappa propuesto inicialmente por Anderson y Hough (1984). Sin embargo, eso se contrapone con la simplicidad que es indispensable a una norma de diseño. La discusión sobre este tema es muy activa actualmente, pero no se ha llegado a un resultado útil.

El objetivo central de este trabajo es mostrar a la comunidad de ingenieros geotécnicos las dificultades e incertidumbres asociadas a la estimación de la amplificación local basándose en un parámetro, V_{s30} , que no es un parámetro físico del medio y que tiene una relación lejana con la física involucrada en el fenómeno. Es la mejor solución encontrada hasta ahora, pero tiene serias deficiencias que conviene conocer. Creemos que los ingenieros geotécnicos se verán beneficiados al conocer mejor la forma de realizar las mediciones que están detrás de los coeficientes sísmicos utilizados para distintos tipos de suelo. Accesoriamente, pretendemos contribuir al necesario diálogo entre ingenieros y sismólogos sobre un problema que presenta aún muchas aristas. Estamos convencidos de la utilidad de estrechar esa relación al atacar un problema que tiene tanta relevancia para la sociedad al ser determinante en la seguridad de las estructuras y de las personas que las ocupan.

Agradecimientos

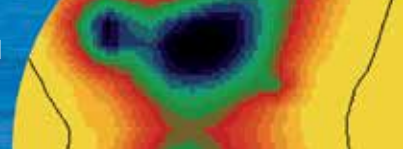
Este trabajo fue realizado durante la estancia sabática del primer autor en la Universidad de Concepción. Esta estancia fue posible gracias al apoyo recibido de la Dirección General de Asuntos del Personal Académico de la Universidad Nacional Autónoma de México a través del PASPA. Este trabajo también fue apoyado por el proyecto FONDECYT 11121404.

Referencias

- Aki, K. (1967). Scaling law of seismic spectrum. *Journal of Geophysical Research* 72(4), 1217-1231
- Anderson, J.G. and Hough, S.E. (1984). A model for the shape of the Fourier amplitude spectrum of acceleration at high frequencies. *Bulletin of the Seismology Society of America* 74(5), 1969-1993
- Andrews, D.J. (1986). Objective determination of source parameters and similarity of earthquakes of different size. In Das *et al.* (eds.) American Geophysical Union, Washington, D.C., 259-268

- Assimakis, D., Ledezma, C., Montalva, G.A., Tassara, A., Mylonakis G. and Boroschek, R. (2012). Site effects and damage patterns. *Earthquake Spectra* **28**(S1), S55-S74
- Astroza, M. and Monge, J. (1991). Seismic microzones in the city of Santiago. Relation damage-geological unit. *Proceedings 4th International Conference on Seismic Zonation*, Stanford, 25-29 August, 3, 595-601.
- Bard, P.-Y. and Bouchon, M. (1980a). The seismic response of sediment-filled valleys. Part 1. The case of incident SH waves. *Bulletin of the Seismology Society of America* **70**(4), 1263-1286
- Bard, P.-Y. and Bouchon, M. (1980b). The seismic response of sediment-filled valleys. Part 2. The case of incident P and SV waves. *Bulletin of the Seismology Society of America* **70**(5), 1921-1941
- Bard, P.Y. (1999). Microtremor measurements: a tool for site effect estimation?. In: Irikura *et al.* (eds.) *The effects of surface geology on seismic motion*. Balkema, Rotterdam, 1251-1279
- Beetham, R.D. (1997). Microzoning project: Parkway basin investigations, Wainuiomata. Science Report, Institute of Geological and Nuclear Sciences, P.O. Box 30-368, Lower Hutt, New Zealand
- Begg, J.C., Mildenhall, D.C., Lyon, G.L., Stephenson, W.R., Funnell, R.H., Van Dissen, R.J., Bannister, S., Brown, L.J., Pillans, B., Harper, M.A. and Whitton, J. (1993). A paleoenvironmental study of subsurface Quaternary sediments at Wainuiomata, Wellington, New Zealand, and tectonic implications. *New Zealand Journal of Geology and Geophysics* **36**, 461-473
- Boatwright, J., Fletcher, J.B. and Fumal, T.E. (1991). A general inversion scheme for source, site, and propagation characteristics using multiply recorded sets of moderate-sized earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America* **81**(5), 1754-1782
- Boore, D.M. (1983). Stochastic simulation of high-frequency ground motions based on seismological models of the radiated spectra. *Bulletin of the Seismological Society of America* **73**(6A), 1865-1894
- Boore, D.M. (2004). Can site response be predicted?. *Journal of Earthquake Engineering* **8**, Special Issue 1, 1-41
- Borcherdt, R.D. (1970). Effects of local geology on ground motion near San Francisco Bay. *Bulletin of the Seismological Society of America* **60**(1), 29-61
- Borcherdt, R.D. (1994). Estimates of site-dependent response spectra for design (methodology and justification). *Earthquake Spectra* **10**(4), 617-653
- Brune, J.N. (1970). Tectonic stress and spectra of seismic shear waves from earthquakes. *Journal of Geophysical Research* **75**(26), 4997-5009
- Burdick, L.J. and Langston, C.A. (1977). Modeling crustal structure through the use of converted phases in teleseismic body-wave forms. *Bulletin of the Seismological Society of America* **67**(3), 677-691
- Cardarelli, E., Cercato, M., de Nardis, R., Di Filippo, G. and Milana, G. (2008). Geophysical investigations for seismic zonation in municipal areas with complex geology: the case study of Celano, Italy. *Soil Dynamics & Earthquake Engineering* **28**(12), 950-963
- Chaljub, E., Moczo, P., Tsuno, S., Bard, P.-Y., Kristek, J., Käser, M., Stupazzini, M. and Kristekova, M. (2010). Quantitative comparison of four numerical predictions of 3D ground motion in the Grenoble valley, France. *Bulletin of the Seismological Society of America* **100**(4), 1427-1455
- Chávez-García, F.J. (2003). Site effects in Parkway basin: Comparison between observations and 3D modeling. *Geophysical Journal International* **154**(3), 633-646
- Chávez-García, F.J. (2011). Site effects due to topography and to soft soil layers: progress made and pending issues. A personal perspective. *5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Chilean Geotechnical Society, Santiago, Chile, 105-136
- Chávez-García, F.J., Pedotti, G., Hatzfeld, D. and Bard, P.-Y. (1990). An experimental study of site effects near Thessaloniki (northern Greece). *Bulletin of the Seismological Society of America* **80**(4), 784-806
- Chávez-García, F.J., Stephenson, W.R. and Rodríguez, M. (1999). Lateral propagation effects observed at Parkway, New Zealand. A case history to compare 1D vs 2D site effects. *Bulletin of the Seismological Society of America* **89**(3), 718-732
- Chávez-García, F.J., Raptakis, D., Makra, K. and Pitilakis, K. (2000). Site effects at Euroseistest-II. Results from 2D numerical modeling and comparison with observations. *Soil Dynamics & Earthquake Engineering* **19**(1), 23-39
- Chávez-García, F.J., Castillo, J. and Stephenson, W.R. (2002). 3D site effects. A thorough analysis of a high quality dataset. *Bulletin of the Seismological Society of America* **92**(2), 1941-1951
- De Martin, F., Matsushima, S. and Kawase, H. (2013). Impact of geometric effects on near-surface Green's functions. *Bulletin of the Seismological Society of America* **103**, 3289-3304

- Duggan, E.B. (1997). *Shallow seismic structure of Parkway Basin, Wainuiomata, New Zealand*. B.Sc. (Hons) thesis, Victoria University of Wellington, New Zealand
- Fernández-Ares, A. and Bielak, J. (2006). Urban Seismology: Interaction between earthquake ground motion and multiple buildings in urban regions. *Proceedings Third International Symposium on the Effects of Surface Geology on Seismic Motion*, 87-96, Laboratoire Central de Ponts et Chaussées, Grenoble, (Keynote paper), 2006.
- Field, E.H. and Jacob, K.H. (1995). A comparison and test of various site-response estimation techniques, including three that are not reference-site dependent. *Bulletin of the Seismological Society of America* **85**(4), 1127-1143
- Field, E.H., Hough, S.E. and Jacob, K.H. (1990). Using microtremors to assess potential earthquake site response: a case study in Flushing Meadows, New York City. *Bulletin of the Seismological Society of America* **80**(6A), 1456-1480.
- Groby, J.-P. and Wirgin, A. (2008). Seismic motion in urban sites consisting of blocks in welded contact with a soft layer overlying a hard half-space. *Geophysical Journal International* **172**(2), 725-758
- Guéguen, P., Bard, P.-Y. and Oliveira, C.S. (2000). Experimental and numerical analysis of soil motions caused by free vibrations of a building model. *Bulletin of the Seismological Society of America* **90**(6), 1464-1479
- Guéguen, P., Bard, P.-Y. and Chávez-García, F.J. (2002). Site-city seismic interaction in Mexico City-like environments: an analytical study. *Bulletin of the Seismological Society of America* **92**(2), 794-811
- Hellel, M., Chatelain, J.L., Guillier, B., Machane, D., Ben Salem, R., Oubaiche, E.H. and Haddoum, H. (2010). Heavier damages without site effects and site effects with lighter damages: Bourmedes city (Algeria) after the May 2003 earthquake. *Seismological Research Letters* **81**(1), 37-43
- Horike, M., Zhao, B. and Kawase, H. (2001). Comparison of site response characteristics inferred from microtremors and earthquake shear waves. *Bulletin of the Seismological Society of America* **91**(6), 1526-1536
- Kagami, H., Duke, C.M., Liang, G.C. and Ohta, Y. (1982). Observation of 1 to 5 second microtremors and their application to earthquake engineering. Part II. Evaluation of site effect upon seismic wave amplification due to extremely deep soil deposits. *Bulletin of the Seismological Society of America* **72**(3), 987-998
- Kagami, H., Okada, S., Shiono, K., Oner, M., Dravinski, M. and Mal, A.K. (1986). Observation of 1 to 5 second microtremors and their application to earthquake engineering. Part III. A two-dimensional study of site effects in San Fernando valley. *Bulletin of the Seismological Society of America* **76**(6), 1801-1812
- Kanai, K. and Tanaka, T. (1954). Measurement of the microtremor. *Bulletin of the Earthquake Research Institute* **32**, 199-209
- King, J.L. and Tucker, B.E. (1984). Observed variations of earthquake motion across a sediment-filled valley. *Bulletin of the Seismological Society of America* **74**(1), 137-151
- Kristek, J., Moczo, P. and Archuleta, R.J. (2002). Efficient methods to simulate planar free surface in the 3D 4th-order staggered-grid finite-difference schemes. *Studia Geophysica et Geodaetica* **46**(2), 355-381
- Langston, C.A. (1977). The effect of planar dipping structure on source and receiver responses for constant ray parameter. *Bulletin of the Seismological Society of America* **67**(3), 1029-1050
- Langston, C.A. (1979). Structure under Mount Rainier, Washington, inferred from teleseismic body waves. *Journal Geophysical Research* **84**(B9), 4749-4762
- Lermo, J. and Chávez-García, F.J. (1993). Site effect evaluation using spectral ratios with only one station. *Bulletin of the Seismological Society of America* **83**(5), 1574-1594
- Lermo, J. and Chávez-García, F.J. (1994). Are microtremors useful in site response evaluation?. *Bulletin of the Seismological Society of America* **84**(5), 1350-1364
- Leyton, F. and Ruiz, S. (2011). Comparison of the behavior of site from strong motion data of 1985 central Chile earthquake ($M_s=7.8$) and microtremors measurements. *5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Santiago, Chile
- Manakou, M.V., Raptakis, D.G., Chávez-García, F.J., Apostolidis, P.I. and Ptilakis, K.D. (2010). 3D soil structure of the Mygdonian basin for site response analysis. *Soil Dynamics & Earthquake Engineering* **30**(11), 1198-1211
- Moczo, P., Kristek, J., Vavrycuk, V., Archuleta, R.J. and Halada, L. (2002). 3D heterogeneous staggered-grid finite-difference modeling of seismic motion with volume harmonic and arithmetic averaging of elastic moduli and densities. *Bulletin of the Seismological Society of America* **92**(8), 3042-3066
- Montalva, G.A. and Rodríguez-Marek, A. (2010). Random Fields for Site Response Analysis. GeoFlorida, West Palm Beach, Florida, USA



- Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *QR of RTRI*, **30**, 25-33
- Ohta, Y., Kagami, H., Goto, N. and Kudo, K. (1978). Observation of 1- to 5-second microtremors and their application to earthquake engineering. Part I: comparison with long-period accelerations at the Tokachi-Oki earthquake of 1968. *Bulletin of the Seismological Society of America* **68**(3), 767-779
- Olsen, K.B. (2000). Site Amplification in the Los Angeles basin from three-dimensional modeling of ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America* **90**(6B), S77-S94
- Olsen, K.B., Pechmann, J.C. and Schuster, G.T. (1995). Simulation of 3D elastic wave propagation in the Salt Lake Basin. *Bulletin of the Seismological Society of America* **85**(6), 1688-1710
- Olsen, K.B., Day, S.M., Minster, J.B., Cui, Y., Chourasia, A., Okaya, D., Maechling, P. and Jordan, T. (2008). TeraShake2: spontaneous rupture simulations of Mw 7.7 earthquakes on the southern San Andreas fault. *Bulletin of the Seismological Society of America* **98**(3), 1162-1185
- Peterson, J. (1993). Observations and modeling of seismic background noise. US Geological Survey Open-File Rept.93-322-95
- Pilz, M., Parolai, S., Leyton, F., Campos, J. and Zschau, J. (2009). A comparison of site response techniques using earthquake data and ambient seismic noise analysis in the large urban areas of Santiago de Chile. *Geophysical Journal International* **178**(2), 713-728
- Pilz, M., Parolai, S., Picozzi, M., Wang, R., Leyton, F., Campos, J. and Zschau, J. (2010). Shear wave velocity model of the Santiago de Chile basin derived from ambient noise measurements: a comparison of proxies for seismic site conditions and amplification. *Geophysical Journal International* **182**(1), 355-367
- Pilz, M., Parolai, S., Stupazzini, M., Paolucci, R. and Zschau, J. (2011). Modelling basin effects on earthquake ground motion in the Santiago de Chile basin by a spectral element code. *Geophysical Journal International* **187**(2), 929-945
- Poggi, V. and Fäh, D. (2010). Estimating Rayleigh wave particle motion from three-component array analysis of ambient vibrations. *Geophysical Journal International* **180**(1), 251-267
- Raptakis, D., Theodulidis, N. and Pitilakis, K. (1998). Data analysis of the Euroseistest strong motion array in Volvi (Greece): standard and horizontal-to-vertical spectral ratio techniques. *Earthquake Spectra* **14**(1), 203-224
- Raptakis, D., Chávez-García, F.J., Makra, K. and Pitilakis, K. (2000). Site effects at Euroseistest-I. Determination of the valley structure and confrontation of observations with 1D analysis. *Soil Dynamics & Earthquake Engineering* **19**(1), 1-22
- Rodriguez-Marek, A., Montalva, G.A., Cotton, F., and Bonilla, F. (2011). Analysis of single-station standard deviation using the Kik-Net data. *Bulletin of the Seismological Society of America* **101**(3), 1242-1258
- Roten, D., Olsen, K.B., Pechmann, J.C., Cruz-Atienza, V.M. and Magistrale, H. (2011). 3D simulations of M 7 earthquakes on the Wasatch fault, Utah, part I: long-period (0–1 Hz) ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America* **101**(5), 2045-2063
- Roten, D., Olsen, K.B. and Pechmann, J.C. (2012). 3D Simulations of M 7 earthquakes on the Wasatch fault, Utah, part II: broadband (0–10 Hz) ground motions and nonlinear soil behavior. *Bulletin of the Seismological Society of America* **102**(5), 2008-2030
- Steidl, J.H., Tumarkin, A.G. and Archuleta, R.J. (1996). What is a reference site?. *Bulletin of the Seismological Society of America* **86**(6), 1733-1748
- Yu, J. and Haines, J. (2003). The choice of references sites for seismic ground amplification analyses: case study at Parkway, New Zealand. *Bulletin of the Seismological Society of America* **93**(2), 713–723

DYWIDAG-SYSTEMS
INTERNATIONAL

DSI CHILE



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

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



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

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



Número Especial Geosintéticos

Themed Issue on Geosynthetics

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

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

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

Tópicos principales:

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

Invitación a autores

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

Plazo de envío es el 31 de marzo 2015

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

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

Main topics:

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

Invitation to authors

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

Deadline for submissions, 31st March 2015

Resultados y modelación numérica de ensayos de carga usando una celda de Osterberg en Concón, Chile

Results and numerical modelling of Osterberg cell load testing in Concón, Chile

Fecha de entrega: 23 de abril 2014

Fecha de aceptación: 14 de agosto 2014

Dennis Raddatz^{1,2}, Cesar Araya³ y Oscar Taiba¹

¹ Ferrara - Proyectos Especiales, Rengo 1270, Ñuñoa, Chile, oscartaiba@ferrara.cl

² Department of Civil and Environmental Engineering, University of Massachusetts, 130 Natural Resources Road, Amherst, MA 01003, USA, draddatzalta@engin.umass.edu

³ Sica Ingenieros Asociados, Chorrillos 1137, Linares, Chile, caraya@sica-ingenieria.cl

Se explica como funciona una celda de carga de Osterberg O-cell, usada para ensayos de gran carga en dirección axial en pilotes. Su principal ventaja es que no se requiere la aplicación de una carga en la superficie y se obtienen las capacidades por fuste y punta de forma directa y por separado. Se entregan los antecedentes y resultados de un ensayo de carga realizado con O-cell en la Refinería de Concón, en pilotes de fundación de gran tamaño. Los datos registrados en terreno fueron utilizados para calibrar un modelo numérico del ensayo, realizado en el programa computacional de elementos finitos Plaxis 2D. Finalmente se realiza un modelo numérico de un ensayo de carga tradicional, cuyo resultado es comparado con la curva equivalente obtenida con los datos del ensayo de carga O-cell.

Palabras clave: celda de Osterberg O-cell, pilotes, ensayos de carga bidireccional

The operation of an Osterberg cell O-cell used for testing piles with large load in the axial direction is explained. Its main advantage is that it does not require the application of a load on top of the pile. The capacities are obtained for shaft and tip directly and separately. This paper shows the background and results of a series of tests performed with O-cell in foundation piles of great size in the Concón refinery. The data recorded in the field were used to calibrate a numerical model of the test using the finite element software Plaxis 2D. Finally, it is performed a numerical model of a traditional load test, which is compared to the equivalent curve for a traditional test carried out with the data of the executed O-cell load test.

Keywords: Osterberg cell O-cell, piles, bidirectional load tests

Introducción

Cuando el suelo cerca de la superficie tiene baja capacidad de soporte o es muy compresible para asegurar un asentamiento admisible mínimo de la estructura proyectada, se deben considerar soluciones geotécnicas como fundaciones profundas, que en la mayoría de los casos se refiere a pilotes de fundación (Peck *et al.*, 1974). Entre las pruebas que se pueden hacer en los pilotes, se encuentran las pruebas de integridad y pruebas de carga (Candogan, 2009). Las pruebas de integridad se realizan en una fracción del total de los pilotes para evaluar la calidad de la construcción de los pilotes. Las pruebas de carga pueden ser estáticas o dinámica, con ellas se obtienen las relaciones de carga y deformación, además de los valores

de carga última o si los pilotes actúan por punta y/o fuste. En proyectos de gran envergadura se deben realizar las pruebas de carga necesarias para calibrar los modelos de comportamiento de la estructura geotécnica (Das, 2012). Para el caso de pilotes de fundación, es necesario evaluar en terreno la capacidad de carga axial (vertical) y lateral.

Uno de los métodos para evaluar la capacidad axial de pilotes es el método O-Cell (celda de carga de Osterberg), el que consiste en una celda de carga que tiene una alta capacidad que se instala con la armadura del pilote previo al hormigonado (Ellman y Rhyner, 2009). Una vez que el pilote ya se encuentra hormigonado, la celda O-cell utiliza un impulso hidráulico para desplazar el pilote tanto en dirección ascendente como descendente de manera de

identificar la capacidad de carga axial del pilote, tanto por fuste como por punta. El Dr. Jorj Osterberg desarrolló y patentó esta prueba que lleva su nombre, sistema que fue usado por primera vez el año 1984 en un pilote de prueba (Schmertmann y Hayes, 1997). La primera aplicación en un proyecto fue realizada por la empresa Haley & Aldrich en un pilote de acero en un puente sobre el río Saugus, en Massachussets, al noreste de EEUU. Su primera aplicación en pilotes de hormigón fue realizada por la empresa Schmertmann & Crapps el año 1988, en pilotes de un puente en Florida, EEUU. El uso de la celda O-cell se empezó a masificar a partir del año 1996, cuando empresas especializadas empezaron a distribuirla y a entregar el servicio de instalación del sistema y ejecución de los ensayos. La celda de carga de Osterberg ha evolucionado en el tiempo, destacando el aumento de capacidad de las celdas, hoy día se pueden alcanzar niveles de carga que harían técnica y económicamente impracticable un ensayo usando un sistema diferente al O-cell (Aydin *et al.*, 2011).

Prueba de carga con O-cell

Dos de las principales ventajas de la prueba de carga O-cell es la económica y la reducción del área de trabajo, ya no es necesario usar grandes y costosas estructuras para aplicar una carga en la superficie como sucede en el caso de ensayos tradicionales para cargas altas (Schmertmann y Hayes, 1997). Usualmente, en los ensayos de carga de Osterberg se ubica una celda de carga en la punta del pilote, aplicándose una carga ascendente y otra descendente de forma simultánea (Zuo *et al.*, 2004). En casos particulares se puede usar más de una celda por pilote ensayado, específicamente cuando se desee evaluar con precisión la variación de la capacidad por fricción en diferentes tramos de un pilote (Castelli y Wilkins, 2004).

La Figura 1a muestra el ensayo de carga tradicional y la Figura 1b el ensayo de carga de Osterberg con el cual se obtienen las contribuciones de resistencia por fricción en el fuste y por punta del pilote por separado (Zuo *et al.*, 2004). Las aplicaciones de las cargas se producen hasta que se alcanza la falla por fricción o en la punta del pilote (Coduto, 2000). Si la falla se produce por punta, se debe extrapolar la información obtenida hasta ese momento para obtener la capacidad última por fricción. Por otro lado, si la falla que se produce primero es por fricción

(carga ascendente), se puede aplicar una carga externa en la parte superior del pilote de manera de contrarrestar la carga ascendente (falla por fuste) y así continuar la prueba hasta que se produzca la falla en la punta del pilote. El ensayo de carga de Osterberg se puede utilizar también para cuantificar la capacidad de carga al usar mejoras de terreno, como lo son el uso de lechada inyectada en la base de pilotes (Castelli y Wilkins, 2004).

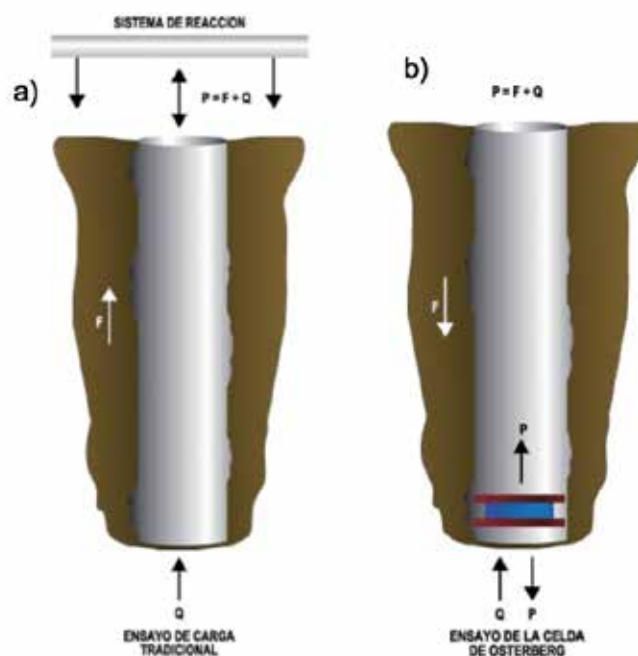


Figura 1: a) Prueba de carga tradicional y b) ensayo de celda de carga de Osterberg

En la Figura 2 se muestra un esquema de los elementos que actúan durante un ensayo de celda de carga O-cell, donde se identifica: a) una celda de carga que es el gato hidráulico que genera la fuerza bidireccional en el pilote, b) transductores de desplazamiento posicionados entre las placas inferior y superior de la O-cell, con esto se mide la expansión de la celda, c) tuberías anexadas a la armadura: tuberías (celeste en la imagen) que se extienden de la placa superior de la O-cell hasta más allá de la cabeza del pilote, en estas tuberías se introduce un transductor lineal de desplazamiento para medir la compresión elástica del pilote; la otra tubería une el control hidráulico con la celda de carga y suministra el agua a presión que permite la aplicación de la carga en la celda y d) computador y registrador de datos permiten que los datos sean registrados y almacenados automáticamente en intervalos pequeños de tiempo, además que permiten que vayan siendo graficados

en tiempo real (Loadtest, 2011).

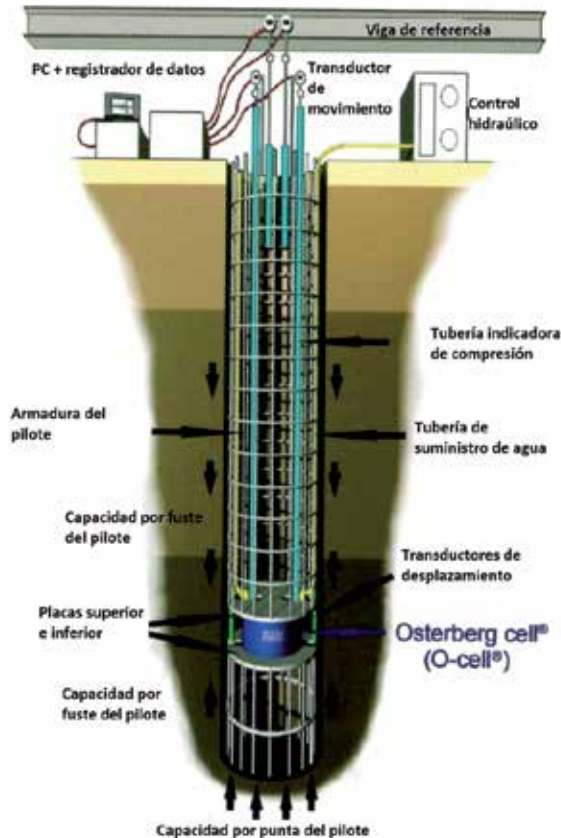


Figura 2: Esquema de funcionamiento e instrumentos del ensayo O-cell (Loadtest, 2011)

Para medir el desplazamiento y la carga se usan *strain gauges*, que son utilizados para medir la transferencia de carga sobre el pilote y obtener la capacidad por fuste. Es recomendable ubicar estos *strain gauges* según la estratigrafía del terreno, es decir, en diferentes horizontes con el propósito de discretizar la capacidad de fuste en los distintos niveles. Se utilizan también niveles automáticos para medir el movimiento absoluto de la cabeza del pilote, estos se ubican en un sistema apoyado lejos del pilote, usando una viga de referencia. La medición de la presión se hace por medio de un manómetro y del cable transductor de presión.

El resultado de la prueba son curvas de carga versus desplazamiento para la carga ascendente y para la carga descendente. La información obtenida de la prueba de celda de carga de Osterberg O-cell se puede trabajar de forma similar a la información obtenida por medio de un ensayo de carga tradicional con la carga aplicada en

la cabeza del pilote (Seol y Jeong, 2009). Para obtener la curva equivalente al ensayo tradicional con los resultados de la prueba de O-cell se deben considerar 3 supuestos: 1) la curva fuerza por fricción versus movimiento ascendente obtenida por O-cell es igual a la curva de fuerza de compresión versus movimiento descendente de la cabeza del pilote en el ensayo convencional, 2) la curva fuerza descendente versus movimiento descendente obtenida por O-cell para la punta del pilote es igual a la curva de fuerza de compresión versus movimiento descendente en la punta del pilote en el ensayo convencional y 3) el pilote es rígido de modo que la parte superior e inferior tienen la misma deformación. La curva obtenida se debe corregir para incluir el efecto de compresión elástica que ocurre a lo largo del pilote, es decir, se tiene un incremento del desplazamiento para cada nivel de carga.

Ensayo de carga O-cell en RPC Concón

En el año 2006, como parte de la ejecución de los pilotes de fundación para la planta Delayed Coker en la RPC ubicada en Concón, se realizaron una serie de ensayos en dos pilotes de más de 50 m de largo y 1.2 m de diámetro (Pilotes Terratest, 2006a). El conjunto de ensayos efectuados fueron: ensayos CSL (Crosshole Sonic Logging) para verificar la integridad de los pilotes; ensayos de carga con celda de Osterberg O-cell para la capacidad axial; ensayos de carga lateral con medición de desplazamiento en la cabeza y en profundidad de los pilotes. Los ensayos fueron efectuados por las empresas Pilotes Terratest S.A. y Loadtest International Inc.

En total, para el proyecto se ejecutaron 72 pilotes perforados de 1.2 m de diámetro con un total de 3365 m de excavación (Pilotes Terratest, 2011). Debido al tipo de suelo del proyecto y la alta profundidad de excavación requerida, los pilotes se ejecutaron con un sistema de perforación rotativa, utilizándose lodos tixotrópicos para el sostenimiento de las paredes de la excavación.

Las celdas O-cell utilizadas tenían 540 mm de diámetro, se localizó a 0.97 m de la punta en el pilote para el pilote N°1 (Figura 3a). Se utilizaron 3 niveles de *strain gauges* entre la cabeza del pilote y la celda O-cell en ambos pilotes (Figura 3b). En el pilote N°1 la máxima carga bidireccional sostenida aplicada sobre el pilote fue de 15.85 MN. Para esa carga máxima, los desplazamientos sobre y bajo la

O-cell fueron 9.83 mm y 9.49 mm, respectivamente. Se intentó un escalón más de carga a 16.31 MN, pero se pudo mantener solo por 4 minutos antes que el sistema comenzara a perder presión. La Figura 3c muestra la instalación en la perforación del pilote de la armadura con el sistema de la O-cell.



Figura 3: a) Celda Osterberg instalada en parte inferior de la armadura, b) cables para operar la celda desde la superficie y c) izaje de uno de los cuerpo de armadura para instalarlo en la perforación (Pilotes Terratest, 2006b)

El informe de mecánica de suelos del proyecto (Petersen, 2002) contiene las características estratigráficas y las propiedades de suelo en el terreno de la planta Coker de la Refinería de Concón. Adicionalmente, durante la ejecución de los pilotes de prueba, se realizó un registro estratigráfico de perforación (Loadtest, 2006). De manera breve se puede señalar que existe un depósito de suelo fino saturado, blando y normalmente consolidado de 35 m de espesor, que presenta baja consistencia, arcilloso, limo-arcilloso y/o arcillo-limo-arenoso. En segundo lugar, se define un estrato de unos 7 m de espesor consistente en una arcilla pre-consolidada y saturada de mediana a alta consistencia. Posteriormente se detecta un estrato duro de maicillo residual saturado, de muy alta consistencia y de unos 4 m de espesor. Por último, se detecta roca del basamento.

El nivel freático se detectó a los 4.7 m de profundidad desde la superficie. En el documento de mecánica de suelo (Petersen, 2002), se indican además las características necesarias del relleno estructural compactado existente a la fecha de los ensayos, ubicado en los primeros 5 m desde la superficie, el material de relleno se indica como arena gravosa y/o grava arenosa.

Modelación numérica

El método de elementos finitos es un tipo de modelación numérica que se puede utilizar para la modelación de problemas geotécnicos. La interacción entre suelo y estructura, con fuerzas externas es un caso de problema de equilibrio que está dentro del campo de aplicación de elementos finitos de ingeniería de fundaciones (Gussman *et al.*, 2003).

Se utilizó el software Plaxis 2D 2014, programa computacional de elementos finitos para el análisis de estabilidad y deformaciones en problema geotécnicos (Brinkgreve, 2014a). Se realizaron dos modelos: 1) se modeló el ensayo de celda de Osterberg con una carga ascendente y otra descendente en la punta del pilote, usando los datos medidos en terreno en el ensayo de carga de Osterberg como datos de calibración y 2) se modeló el caso del ensayo tradicional de manera de comparar con la curva equivalente que se obtiene con los datos del ensayo O-cell.

Para modelar el pilote y el suelo que rodea a éste, se utilizó una configuración axial simétrica, ya que existe simetría radial. Se adoptó el modelo constitutivo del suelo llamado *hardening soil*, el cual es un modelo avanzado de comportamiento del suelo con el que se describe de forma más completa la variación de la rigidez del suelo (Brinkgreve, 2014b). El pilote fue modelado en forma lineal elástica, este tipo de relación se utiliza comúnmente para la modelación de elementos estructurales rígidos como lo es en este caso el pilote (Abbas *et al.*, 2008).

Los principales parámetros necesarios para modelar el comportamiento del suelo con *hardening soil* son (Brinkgreve, 2014b): cohesión c , ángulo de fricción ϕ , ángulo de dilatación ψ , rigidez por carga triaxial o módulo secante E_{50} , rigidez por carga de compresibilidad o módulo tangente E_{ed} , rigidez por descarga triaxial E_{ur} y dependencia de la rigidez del suelo con el nivel de esfuerzos m . La

calibración del modelo del ensayo de celda de carga se llevó a cabo ingresando valores obtenidos de correlaciones con dos ensayos SPT y basados en la descripción de consistencia y compactación. Además se consideró $E_{ur} \approx 3E_{50}$ y $E_{50} \approx E_{ed}$ (Brinkgreve, 2014b). Los valores usados en la modelación se resumen en la Tabla 1.

Tabla 1: Valores de los parámetros de suelo utilizados en los modelos numéricos

Estrato	γ_{sat} , kN/m ³	c , kPa	ϕ , °	ψ , °	E_{50} , MPa	E_{ed} , MPa	E_{ur} , MPa	m
Relleno	21	0	36	0	80	80	240	0.5
Arcilla limosa	19	50	0	0	20	20	60	0.5
Maicillo	19	40	0	0	40	40	120	0.5
Arenisca	21	200	36	0	120	120	360	0.5

Se ha asumido que el suelo rodea completamente al pilote y que el diámetro del pilote se mantiene constante en toda su longitud. En el modelo del ensayo de celda de carga se aplica una fuerza bidireccional en la punta del pilote, simulando las cargas de la O-cell. La Figura 4a muestra el mallado del dominio utilizado en la modelación de las cargas aplicadas por la O-cell y la Figura 4b muestra el mismo mallado y dominio, pero aplicando la carga en la cabeza del pilote simulando una prueba de carga tradicional. De esta forma es posible comparar la curva equivalente

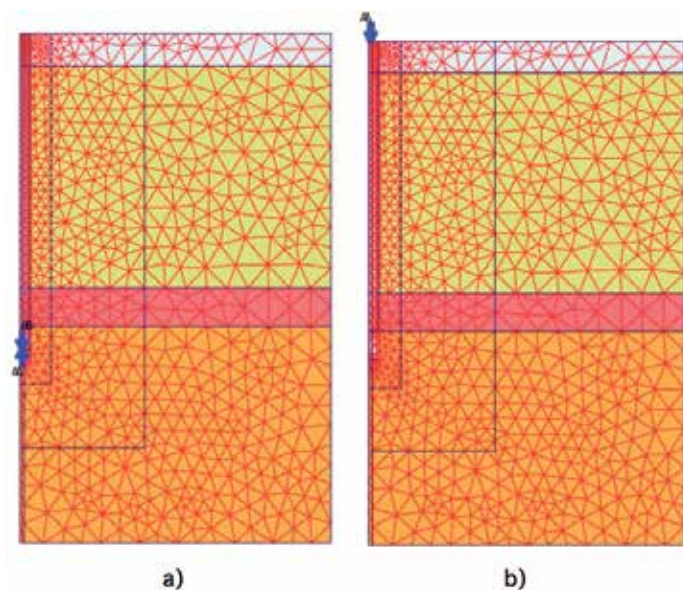


Figura 4: Modelo realizado en Plaxis 2D para: a) simular en ensayo de carga de celda de Osterberg y b) para simular un ensayo de carga tradicional

obtenida de la celda de Osterberg con la curva obtenida mediante el modelo de prueba de carga tradicional.

Resultados de la modelación

En las Figuras 5 y 6 se realiza la comparación gráfica entre las mediciones en terreno para el ensayo de carga con celda de Osterberg obtenidos del documento preparado por Loadtest (2006) y los resultados de la modelación numérica realizada en Plaxis 2D.

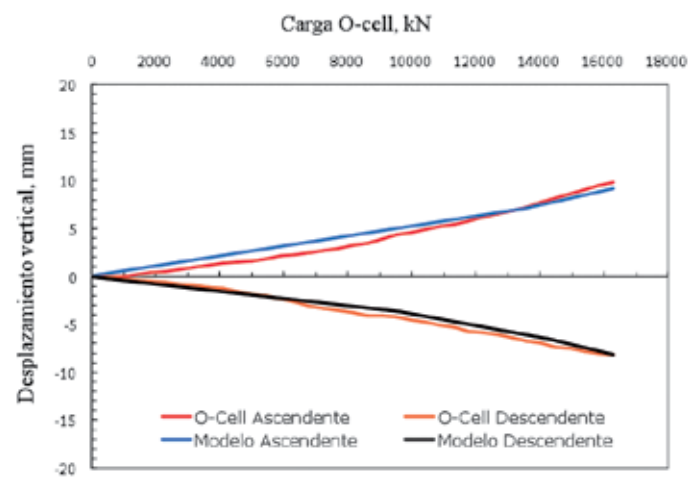


Figura 5: Comparación entre datos medidos en terreno y los resultados de la modelación

Como se observa en las curvas, la falla por fuste o punta no fue alcanzada, y las cargas máximas fueron limitadas por la capacidad última de la celda de carga. El movimiento ascendente corresponde a tracción y el descendente a compresión. Para el rango de carga analizado, la simulación resulta en una rigidez algo menor que la medida en compresión, en cambio en tracción la simulación es muy próxima a la medición.

La gráfica obtenida del ensayo presentó un desplazamiento inicial debido al suelo residual que está debajo del pilote. Para efectos de comparación se ha eliminado este asentamiento, es decir, se ha desplazado el inicio de la curva.

Además se muestra de forma gráfica en la Figura 6, la comparación entre la curva equivalente a un ensayo tradicional (carga aplicada en la cabeza del pilote), obtenida con los resultados del ensayo de carga O-cell entregado por Loadtest (2006) y la curva obtenida del modelo realizado en Plaxis 2D para el caso del ensayo tradicional.

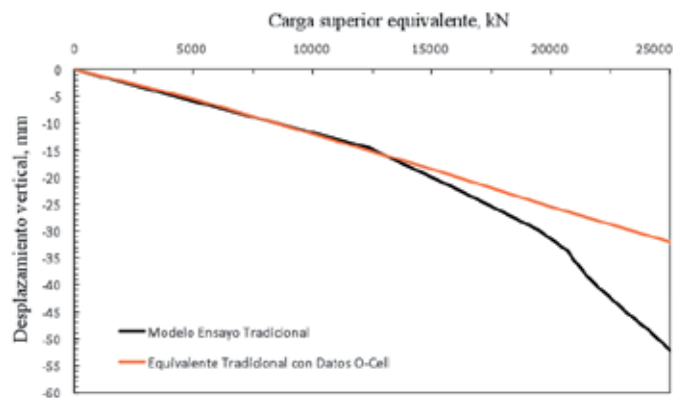


Figura 6: Comparación entre curva equivalente al ensayo tradicional (con datos del ensayo O-cell) y modelo realizado en Plaxis 2D

Se puede observar que hasta los 15 MN de carga la curva del modelo se ajusta a la curva del caso tradicional, para luego separarse, siendo mayor el desplazamiento para la modelación numérica realizada.

Conclusiones y recomendaciones

Previo a la realización del ensayo O-cell es necesario contar con una completa información de la estratigrafía presente en el lugar. Con esto se puede definir la cantidad y ubicación de *strain gauges* a lo largo del pilote. También es importante recopilar información relativa a las técnicas usadas durante la ejecución de los pilotes, por ejemplo la capacidad de fuste de los pilotes se ve altamente influenciada por el tipo de sostenimiento usado en la excavación de los pilotes (por ejemplo camisas de acero o lodos bentoníticos). El uso de O-cell es económicamente conveniente cuando es necesario alcanzar altas cargas de pruebas, ya que por medio de pruebas de carga tradicionales el sistema de ejecución y reacción de carga en la superficie es muy costoso, y ocupa un área de trabajo importante en la superficie. La calidad de datos que entrega el ensayo de celda de Osterberg es muy alta y están por encima de la calidad de datos obtenidos mediante un ensayo tradicional, principalmente porque separa automáticamente y en tiempo real el comportamiento de la punta y fuste del pilote. Este tipo de ensayos se justifica en obras de gran envergadura y es recomendado realizarlo en una etapa previa al diseño final y ejecución de los pilotes, de manera de que los resultados puedan ser utilizados en el diseño final,

disminuyendo incertezas. Esto se traduce en un diseño más seguro, pudiendo resultar además más económico, ya que como se indica en los estudios realizados por Osterberg (1999), las capacidades obtenidas por medio del ensayo son generalmente mayores que las estimadas por los ingenieros geotécnicos en etapas de diseño.

Utilizando mediciones de ensayos O-cell en la refinería de Concón se ha calibrado un modelo numérico de carga de pilotes usando el programa comercial Plaxis 2D. La calibración del modelo permite extrapolar la respuesta del pilote para cargas más altas que las medidas en terreno. Para el ensayo de carga tradicional se obtienen buenos resultados hasta los 15 MN. Las diferencias se pueden explicar en que la discretización usada en el modelo no fue representativa, lo cual significa que un mayor número de estratos sería necesario en la modelación. Otra razón, puede ser que, como se indica en el documento preparado por Loadtest (2006), la curva obtenida de los datos del ensayo O-cell corresponde a intervalos de tiempo de aplicación de carga de ocho minutos y no incluyen el efecto *creep*.

Agradecimientos

Los autores quieren agradecer a Pilotes Terratest por facilitar los antecedentes del ensayo que permitieron realizar la modelación. Además queremos agradecer a Denton Kort (Loadtest), por su buena disposición ante las consultas relativas al ensayo.

Referencias

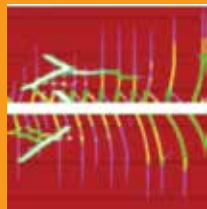
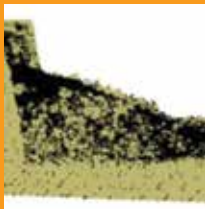
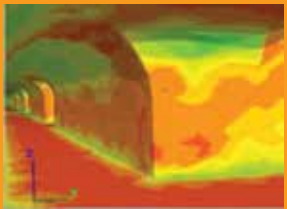
- Abbas J., Chik, Z. and Taha, M. (2008). Single pile simulation and analysis subjected to lateral load. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering* 13 (E), 1-15
- Aydin, M., Bradka, T., and Kort, D. (2011). Osterberg cell load testing on helical piles. In Han and Alzamora eds., *Geo-Frontiers 2011: Advances in Geotechnical Engineering*, ASCE, Reston, Virginia, 66-74
- Brinkgreve, R.B.J. (2014a). Reference manual. Delft University of Technology & Plaxis BV, Delft
- Brinkgreve, R.B.J. (2014b). Material model manual. Delft University of Technology & Plaxis BV, Delft
- Candogan, A. (2009). The art and practice of foundation engineering. Ali Candogan, Estambul

- Castelli, R.J. and Wilkins, E. (2004). Osterberg load cell test results on base grouted bored piles in Bangladesh. In Turner and Mayne eds., *GeoSupport 2004: Drilled shafts, micropiling, deep mixing, remedial methods, and speciality foundation systems*. ASCE, Reston, Virginia, 587, 602
- Coduto, D.P. (2000). *Foundation design: Principles and practices*. Prentice Hall, New Jersey
- Das, B.M. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. Cengage Learning, México, D.F.
- Ellman, R. and Rhyner, F.C. (2009). Bored pile foundation in offshore conditions. In Van Impe & Van Impe eds., *Deep Foundations on Bored and Auger Piles*. Taylor & Francis, London, 47-60
- Gussmann, P., Schad, H. and Smith, I. (2003). Numerical methods. In Smolczyk ed., *Geotechnical Engineering Handbook Volume 1: Fundamentals*. Ernst & Sohn, Berlin, 437-479
- Loadtest International Inc. (2006). Report on drilled pile load testing (Osterberg Method): Test Pile #1 – RPC Delayed Coker Facility Concón, Chile
- Loadtest International Inc. (2011). Loadtest. 36th Annual Conference on Deep Foundations, Boston (folleto comercial)
- Osterberg, J.O. (1999). What has been learned about drilled shafts from the Osterberg load test. Deep foundation institute annual meeting 1999. <http://www.loadtest.com/media/Learned%20from%20O-cell.pdf>
- Peck, R.B., Hanson, W.E. and Thornburn, T.H. (1974). *Foundation Engineering*. John Wiley & Sons, New York
- Petersen, M. (2002). Informe de mecánica de suelos proyecto Planta Coker. Valparaíso
- Pilotes Terratest (2006a). Informe final de ensayos efectuados sobre pilotes #1 y #2. Santiago.
- Pilotes Terratest (2006b). Resumen de fotos ensayos RPC. Santiago.
- Pilotes Terratest (2011). Proyecto: Planta Coker RPC de la Refinería de Petróleo Concón. Retrieved from: <http://www.terratest.cl/documentos/FT-02251-02-rev2.pdf>
- Seol, H. and Jeong, S. (2009). Load–settlement behavior of rock-socketed drilled shafts using Osterberg-cell tests. *Computers and Geotechnics* 36, 1134-1141
- Schmertmann, J.H. and Hayes, J.A. (1997). The Osterberg cell and bored pile testing – a symbiosis. *Proceedings 3rd International Geotechnical Engineering Conference*. Cairo University, Cairo, Egypt, 139-166
- Zuo, G., Drumm, E.C., Zia Islam, M.Z. and Yang, M.Z. (2004). Numerical analysis of drilled shaft O-cell testing in mica schist. In Turner and Mayne eds., *GeoSupport 2004: Drilled shafts, micropiling, deep mixing, remedial methods, and speciality foundation systems*. ASCE, Reston, Virginia, 778-789



ITASCA™

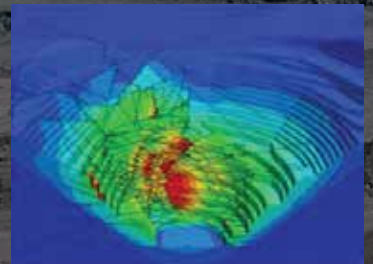
Itasca S.A. es una empresa consultora de ingeniería especializada en geomecánica e hidrogeología aplicada principalmente a la industria minera y obras civiles. Forma parte de Itasca International Inc., con oficinas en once países.



21 años
1993 - 2014
Itasca Chile

Itasca asegura la estabilidad geomecánica de su proyecto minero

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



Información de Contacto:

Tel: (56-2) 2434 1300

itascachile@itasca.cl

www.itasca.cl

EMPRO Ltda.

Ensayos de Materiales y Prospecciones Limitada

Suelos - Hormigones - Asfaltos

25 años

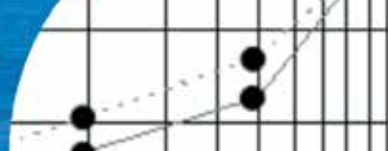
al servicio de la región y el país

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



Sobre la transportabilidad de suelos en quebradas en Antofagasta y su influencia en el inicio de un evento aluvional

On the soil erosion in ravines of Antofagasta and its influence on the onset of a mudflow event

Fecha de entrega: 29 de julio 2014

Fecha de aceptación: 11 de noviembre 2014

Iván Salazar

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

El presente artículo presenta los resultados de un estudio experimental sobre la transportabilidad de partículas de suelo por el arrastre de agua en las primeras etapas de un evento lluvioso. El suelo en consideración proviene de tres quebradas de la ciudad de Antofagasta que fueron afectadas por eventos aluviales en el pasado y se clasifican como arenas y gravas cementadas con sales solubles. El trabajo se compone de un estudio paramétrico realizado en un infiltrómetro del laboratorio con un simulador de lluvia de intensidad variable y con una pendiente de la muestra de suelo también variable. Así se pudo estudiar el efecto de la pendiente y la intensidad de lluvia sobre el progreso del frente húmedo al bajar por el suelo, la cantidad de agua escurrida, y la cantidad y granulometría del material arrastrado por el agua. También se analizó para los tres suelos en estudio tanto la granulometría como su densidad in situ, antes y después de agregar agua, para así investigar el efecto que tendría el agua sobre el arreglo de las partículas al producirse la disolución de la cementación de sal. Los resultados muestran que la granulometría del suelo puede afectar a dos aspectos de la transportabilidad del suelo. Primero afecta la capacidad de infiltración del suelo, es decir, si el agua de lluvia infiltra o escurre encima. Segundo, si el agua escurre, la granulometría determina si el arreglo de partículas puede resistir las fuerzas de arrastre. El estudio muestra, dentro de los rangos considerados, que la pendiente no afectó mucho la generación de escurrimiento ni la cantidad de material arrastrada.

This article presents the results of an experimental study on the transportability of soil particles by runoff water in the early stages of a rainfall event. The soil under consideration comes from three ravines in the city of Antofagasta known to have been affected by detritus flow events in the past and made up of mainly cemented sands and gravels with soluble salts. A parametric study was carried out using a laboratory infiltrometer with a rain simulator with variable intensity and a soil sample also with a variable slope. With this apparatus it was possible to analyse the effect of rain intensity and slope on the progress of the wetting front, the quantity of runoff and the quantity and grading characteristics of the soil removed by the runoff. Also analysed were the grading characteristics of the soil from each ravine and their in situ densities before and after the addition of water, in order to study the changes that this can induce on the arrangement of particles when dissolution of the salt cement occurs. The results show that the grading of a soil can affect two principal aspects of its transportability. Firstly, the grading affects the capacity for infiltration of the soil and the occurrence of runoff. Secondly, it affects the in situ soil structure which in turn affects the resistance of the particles against drag forces exerted by the runoff. The study also shows that within the ranges considered, the angle of the slope did not affect the generation of runoff nor the quantity of material removed.

Palabras claves: transportabilidad de suelos, flujo de detritos, infiltración

Keywords: soil transportability, debris flow, infiltration

Introducción

La ciudad de Antofagasta en el Norte Grande de Chile ha sufrido daños materiales y humanos significativos en varias ocasiones con la ocurrencia de flujos detríticos desencadenados durante eventos de precipitaciones poco comunes para la zona (Araya, 1992; Vargas *et al.*, 2000; Salazar, 2005). Debido al clima desértico del Norte de Chile y por lo tanto una ausencia casi total de vegetación para proteger los taludes, este fenómeno se genera en lugares ubicados en una pendiente fuerte. La topografía de la ciudad también colabora para la generación de aluviones. La ciudad sube abruptamente del mar hacia la cordillera de la costa que está cortada transversalmente con una serie de quebradas (Vargas *et al.*, 2000).

El presente artículo estudia una variable en la generación de un aluvión que es el transporte del suelo por escurrimiento de agua. Esto ocurre cuando la tasa de agua que entra en el suelo supera la tasa de infiltración máxima del mismo. En este momento, cuando el agua empieza a escurrir sobre el suelo y, dependiendo de las fuerzas de interacción entre las partículas de suelo y el agua, la situación puede convertirse en un evento aluvional.

Son dos los factores principales que afectan la transportabilidad de un suelo. El primero es la capacidad del suelo para permitir la infiltración de agua. Mientras el suelo absorbe el agua que cae en formas de gotas, no se puede generar una película de líquido encima del suelo que podría producir el arrastre de partículas. Esta capacidad depende de la permeabilidad del suelo y también de la profundidad del estrato superficial hasta un estrato de suelo o roca con una permeabilidad menor (ver por ejemplo, Salazar, 2005, 2011; Sinaba *et al.*, 2013).

El segundo factor es la capacidad del suelo de resistir el arrastre por agua e influye contribuyendo al proceso aluvial una vez que se sobrepasa la capacidad de infiltración y el agua empieza a escurrir sobre la superficie. Existen varios parámetros que influyen en la capacidad de las partículas de suelo de permanecer en su lugar original y para suelos no cohesivos la mayoría de ellos depende de aspectos relacionados con la granulometría.

Los suelos de Antofagasta son, en general, arenas o gravas limosas cementadas con sales solubles y tienen un contenido de humedad muy bajo, o nulo (Aguilera,

1994). La introducción de agua en tales suelos cambia significativamente las propiedades mecánicas de los mismos (Alonso y Gens, 1994). Dicho cambio es en parte debido a la disolución de las sales de cementación, lo que produce una reducción en la resistencia de las partículas a ser arrastradas por el agua. Esta llega primero en forma de gotas y luego en forma de una capa de agua que pasa por encima del suelo saturado juntándose con agua que escurre desde las partes rocosas arriba con poca capacidad para infiltración.

Otro cambio posible con la introducción de agua en suelos cementados con sales solubles es que las sales precipitadas ocupan espacios dentro de la matriz de suelo y la disolución de ellas provoca un incremento en el índice de vacíos e y un subsecuente aumento en la permeabilidad si las partículas no pueden acercarse (Abduljawwad y Al-Amoudi, 1995). Al acomodarse las partículas, se espera por una parte que se produzca un aumento en la densidad del suelo y una reducción en la permeabilidad y por ende en la capacidad de infiltración. Por otra parte es de esperar un aumento en la resistencia de las partículas a ser transportadas por el agua. Se estudian tres quebradas de la ciudad de Antofagasta y se analizan las características de sus suelos que pueden afectar su susceptibilidad de ser transportados por el agua al inicio de un evento lluvioso. El estudio se compone de un trabajo experimental basado en ensayos de infiltración en el laboratorio con simulador de lluvia y pendiente variable. También se incluye una clasificación de una selección de suelos de la ciudad en términos de la granulometría y arreglo de partículas in situ.

El área de estudio

Los suelos ensayados provienen de tres quebradas de la ciudad: Caracoles, Baquedano y Jardines del Sur (Figura 1). El proceso de selección consideró cuatro factores. En primer lugar está la morfología, es decir, el tamaño, forma y pendiente de la quebrada. En segundo lugar está el daño potencial que puede provocar un aluvión, por ejemplo la presencia de poblaciones dentro o en la desembocadura de la quebrada. En tercer lugar está el grado y tipo de activación para el aluvión de 1991. Finalmente se considera el material detrítico en la quebrada disponible para ser removido.

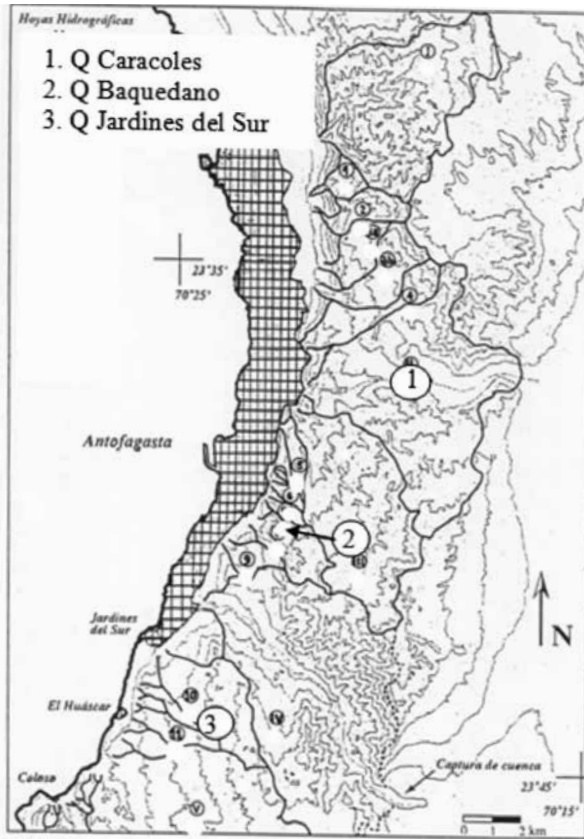


Figura 1: Ubicación de las tres quebradas del estudio (modificado de Vargas et al., 2000).

Las tres quebradas elegidas tienen morfologías distintas. Quebrada Caracoles es ancha, con varios tributarios y una pendiente central alta. Quebrada Baquedano es estrecha, tortuosa y con una pendiente alta. Quebrada Jardines del Sur es más abierta, con menos pendiente, pero también con bastantes curvas. Todas las quebradas tienen poblaciones importantes aguas abajo y en el caso de Baquedano existen casas en el cauce mismo. Las poblaciones aguas abajo de Caracoles y Baquedano son densas y con muchas estructuras de baja calidad, haciéndolas más vulnerables al daño por un aluvión. Debajo de la quebrada de Jardines del Sur existen casas de alto valor y lógicamente de mayor calidad constructiva. Además la tubería principal que lleva agua potable a la ciudad pasa por la Quebrada Caracoles. Todas las quebradas elegidas participaron significativamente en el aluvión de 1991.

Metodología

Se desarrolló un infiltrómetro de laboratorio con simulador de lluvia y pendiente variable para ensayar muestras de suelo con varias intensidades de lluvias (Figura 2). Cuenta

con una sección transversal rectangular de 20 cm x 30 cm, permitiendo el escurrimiento a través del sentido longitudinal al final del cual se instaló una compuerta móvil que permite recolectar el material escurrido y puede estar siempre al nivel de la superficie de la muestra, adaptándose a la socavación producto del paso del agua. A la compuerta móvil se le adapta un receptáculo para poder medir el escurrimiento y la cantidad de suelo arrastrado por el agua. Con esto se determina la granulometría de este material y se puede comparar con la granulometría de la muestra original.

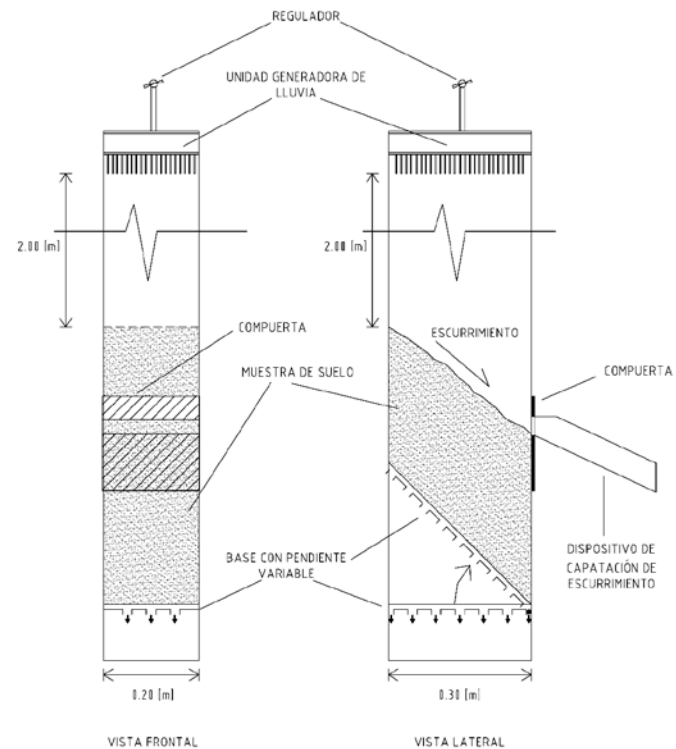


Figura 2: Diagrama del infiltrómetro

Además se incorporó una base móvil pivoteada en la cara frontal del aparato, la que permite variar la pendiente de la muestra. La base tiene orificios para permitir la salida del aire con el avance del frente húmedo y después el agua del efluente. La unidad generadora de lluvia se compone de 551 agujas hipodérmicas que producen gotas de 2.5 mm diámetro separadas 1 cm entre ellas. La altura de caída de las gotas es de 2 m, lo que logra simular una velocidad de impacto de un 70% de la velocidad terminal (la velocidad con la cual gotas de lluvia llegan a la tierra).

Se deposita cuidadosamente la muestra de suelo en el infiltrómetro tratando de mantener la estructura original y

luego se apisona en capas con una vara para lograr una densidad semejante a la encontrada in situ. En los casos en que la pendiente era muy pronunciada fue necesario humedecer la muestra para que no se desarme al momento de inclinarla.

Se realizó un estudio paramétrico con el infiltrómetro usando muestras de suelo de cada quebrada. Además del tipo de suelo, los parámetros variados fueron la intensidad de lluvia y la pendiente de la muestra. En cada ensayo se midió el progreso del frente húmedo con respecto al tiempo, el caudal del efluente (agua que sale de la base de la muestra), escurrimiento superficial (si ocurrió) y la cantidad y granulometría del material arrastrado. Aparte del estudio paramétrico también se clasificaron los mismos suelos en términos de sus granulometrías según la norma NCh 165 Of 77. Se realizaron varios ensayos del cono de arena (norma NCh 1516 Of 79) en todas las quebradas en el estado natural (seco) y después de haber agregado agua para examinar el efecto sobre la densidad y por lo tanto el arreglo in situ de las partículas con la adición de agua. Además se determinó el contenido de sales de las muestras de suelo de cada quebrada.

Resultados

La Figura 3 muestra las curvas granulométricas representativas de las tres quebradas. De las tres curvas se considera el suelo de Caracoles bien gradado con un coeficiente de uniformidad C_u de 42 y coeficiente de curvatura C_c de 1.64 que sugiere que con este suelo se puede lograr un arreglo in situ cercano al arreglo ideal propuesto por Fuller que tiene $C_c = 2$ (Jeuffroy, 1977). Los suelos de Baquedano y Jardines también se clasificarían como bien gradados, aunque están en el límite y los valores de C_c en ambos casos indican que un buen arreglo in situ no sería posible (menor que 0.6).

De los ensayos de densidad in situ se puede determinar el cambio en la razón de vacíos del suelo con la adición de agua y compararlos con el volumen del suelo ocupado por la sal (suponiendo una gravedad específica G_s de la sal de 2.25), como se muestra en la Figura 4. En el caso de Caracoles la adición de agua tuvo el menor efecto sobre la razón de vacíos y todo el cambio se podría explicar por la disolución de la sal. Es decir, que con la adición de agua se disolvió la sal y las partículas se reacomodaron

para llenar el espacio ocupado por los cristales. Los suelos de Baquedano y Jardines de Sur experimentaron una reducción más significativa en la razón de vacíos con la adición de agua aunque estos suelos contienen menos sal que Caracoles. Este hecho se podría deber a que la introducción de agua no sólo tuvo un efecto de disolución de la sal sino que también permitió un acomodamiento mecánico mayor de las partículas, haciendo los suelos probablemente más estables. Barrios (2002) describe el procedimiento detallado tanto para agregar agua a las muestras en terreno como para el control de la intensidad de precipitación en el infiltrómetro del laboratorio.

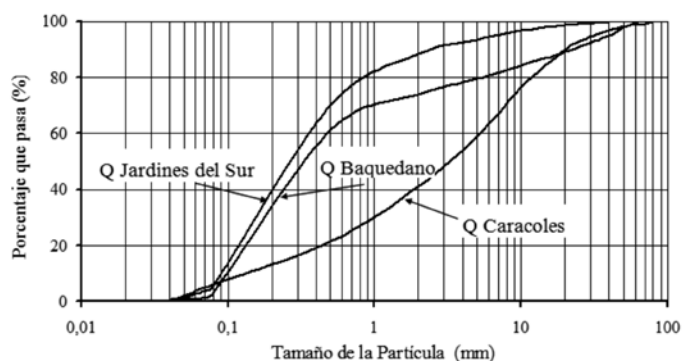


Figura 3: Granulometrías de los suelos de las tres quebradas. Muestras tomadas a lo largo del cauce principal de cada quebrada a profundidades promedio de 2.5 m

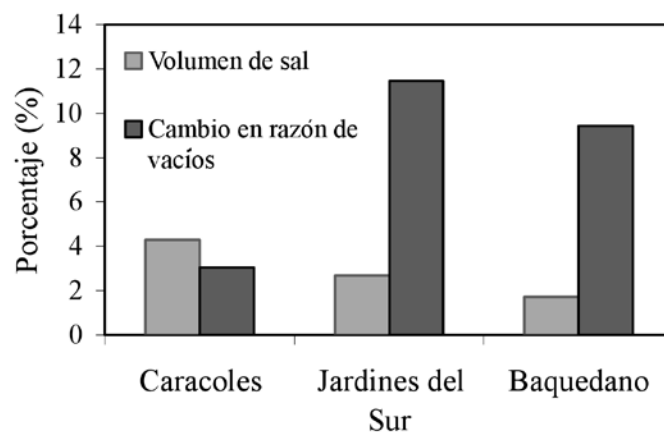


Figura 4: Volumen de sal y cambio en la razón de vacíos con la adición de agua

Las Figuras 5a y 5b muestran los resultados de los ensayos de infiltración con intensidad variable y pendiente constante de 36° . En todos los casos el tiempo de inicio del escurrimiento disminuyó con el aumento en la

intensidad (Figura 5a). El periodo de tiempo para el inicio del escurrimiento fue significativamente más corto en el caso de la quebrada de Caracoles, que en las quebradas Baquedano y Jardines del Sur. Los tiempos de estos últimos fueron semejantes aunque en el caso de Baquedano el escurrimiento no se inició sino hasta que se aplicó una intensidad de 141 mm/hr.

Este valor es interesante de analizar, por una parte y de acuerdo a los antecedentes del evento aluvional de 1991 (Varas, 1999; González, 2001; Barrios, 2002; Pinto, 2002; Salazar, 2005) existió una precipitación inicial con intensidad de 5 mm/hr, la primera hora y media, y al término de la lluvia, después de 2.5 hr, se registraron 42.5 mm, hecho que descarta una precipitación con intensidad única y que daría lugar a por lo menos 10 minutos de lluvia con intensidad de 141 mm/hr, para explicar el escurrimiento. Por otra parte no se ha considerado el hecho que la parte alta de Quebrada Baquedano está compuesta por afloramientos rocosos, que generaron escorrentía superficial hacia el cauce principal y que de alguna manera aceleraron la formación de escurrimiento en la quebrada sin la necesidad de tener una intensidad de lluvia tan elevada. El caudal promedio de escurrimiento (Figura 5b) aumentó con la intensidad de precipitación, siendo mayor en el caso de Caracoles y semejante para Baquedano y Jardines del Sur.

La Figura 5a también muestra el tiempo de inicio del efluente, es decir, cuando el frente húmedo llega al fondo del infiltrómetro y se puede suponer que la muestra de suelo está saturada. Se podría comparar este momento in situ con la llegada del frente húmedo al estrato rocoso. La Figura 5b muestra el caudal del efluente a partir de este momento. El agua empezó a escurrir sobre el suelo de Caracoles antes que el frente húmedo llegase al fondo y el caudal de escurrimiento excedió al del efluente. Mientras en los otros dos casos el escurrimiento ocurrió después y el caudal efluente siempre se mantuvo mayor que el caudal de escurrimiento.

La variación entre las quebradas en los resultados anteriores se puede explicar considerando la capacidad de infiltración de los suelos. Pareciera que en el caso de Baquedano y Jardines del Sur mientras existe drenaje libre, con las intensidades y condiciones consideradas en este estudio, no ocurriría escurrimiento. No obstante el efecto

de la llegada del frente húmedo al fondo del infiltrómetro y la restricción al flujo que esto podría implicar es suficiente para iniciar escurrimiento, aunque la cantidad de agua entrando en el suelo es mayor que la que escurre.

El comportamiento del suelo de Caracoles sugiere que tenga menos capacidad para infiltrar agua y se evidencia por el hecho que escurre más agua de la que infiltra. En parte esto se podría explicar al estudiar las granulometrías de los tres suelos y, como se mencionó antes, el de Caracoles es bien gradado, lo que implica un arreglo más denso y por lo tanto una permeabilidad menor.

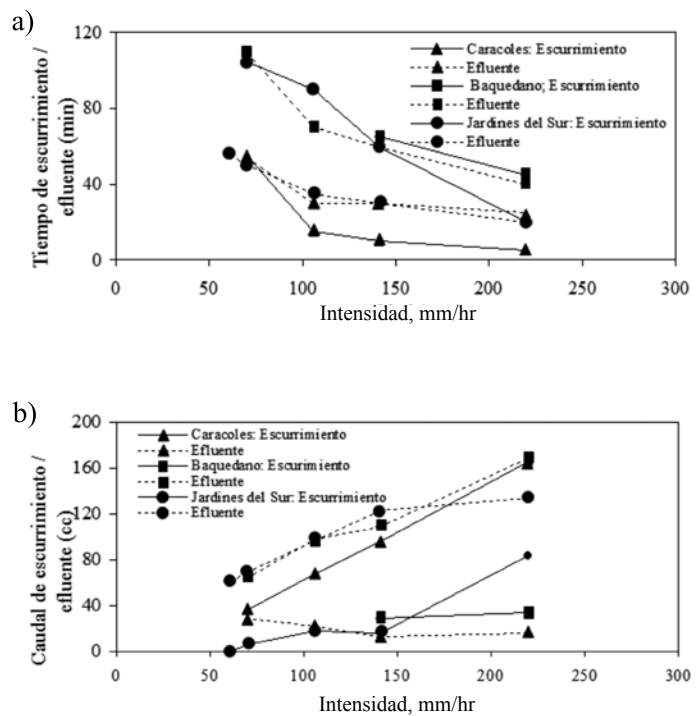


Figura 5: Escurrimiento y efluente versus intensidad de lluvia para una pendiente de 36°, a) tiempo y b) caudal

Las Figuras 6a y 6b muestran los resultados de los ensayos de infiltración con pendiente variable. De los datos determinados es difícil llegar a una conclusión sobre el efecto de la pendiente. De los gráficos se puede concluir que con esta intensidad y dentro del rango de pendientes ensayados, la pendiente no tiene un efecto significativo. No obstante en un evento lluvioso real, en todas las quebradas llegaría más agua al cauce principal en forma de escurrimiento, lo que no se puede modelar en el laboratorio debido a la falta de infiltración sobre las cimas rocosas de los cerros. Esto es especialmente relevante en el caso de Quebrada Baquedano, donde existe mucha roca sin capa de suelo. Notar los altos valores de pendiente ensayados,

incluso por sobre 50°, estos valores se consideraron debido a la existencia de algunos sectores de quebradas muy empinadas.

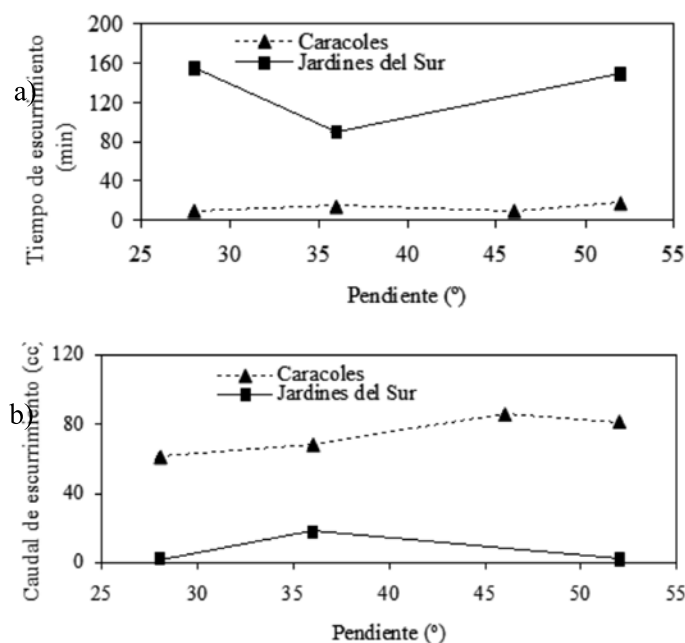


Figura 6: Escorrimento superficial versus pendiente para una intensidad de 106 mm/hr, a) tiempo y b) caudal

La Figura 7 muestra el peso del material arrastrado para los ensayos de pendiente fija de 36° graficado en función del volumen total de agua escurrida durante cada ensayo. En el caso de Baquedano y Jardines del Sur se ve que menos agua escurrió pero se arrastró más suelo que en el caso de Caracoles. Esto muestra que un suelo bien gradado como el de Quebrada Caracoles no permite tanta infiltración, sin embargo su arreglo in situ denso impide el arrastre de partículas.

La Figura 8 muestra las granulometrías del material arrastrado durante un ensayo de infiltración (pendiente 36°, intensidad 141 mm/hr). Se ve que el suelo arrastrado de Baquedano y Jardines del Sur es un poco más fino que el suelo original, pero en los dos casos la curva granulométrica mantiene la misma forma. El suelo arrastrado de Caracoles es significativamente más fino y por lo tanto el material no es tan bien gradado como el original.

La Figura 9 muestra las granulometrías del material arrastrado del suelo de Jardines del Sur con intensidad variable y pendiente 36°. Se aprecia que la granulometría es más gruesa para el ensayo de 220 mm/hr, mientras que los ensayos de intensidad menor muestran escurrimientos de partículas más finas.

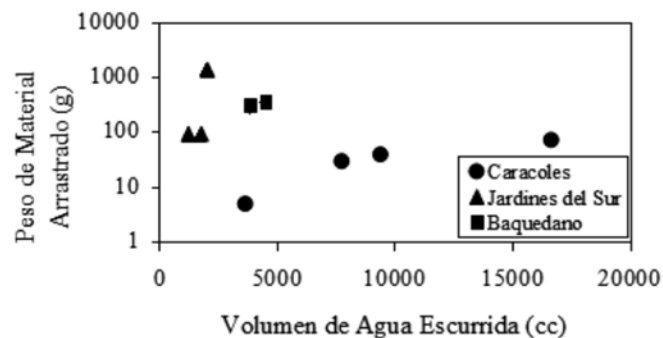


Figura 7: Peso de material arrastrado por volumen de agua escurrida

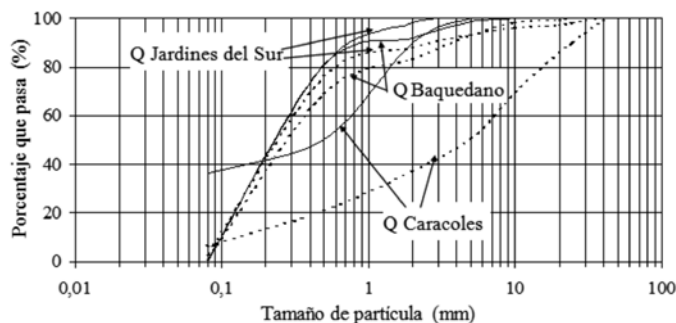


Figura 8: Granulometrías del material arrastrado en los ensayos de infiltración con pendiente 36° e intensidad de precipitación de 141 mm/hr. La línea punteada indica la curva granulométrica original, mientras que la línea continua indica la curva granulométrica de suelo arrastrado

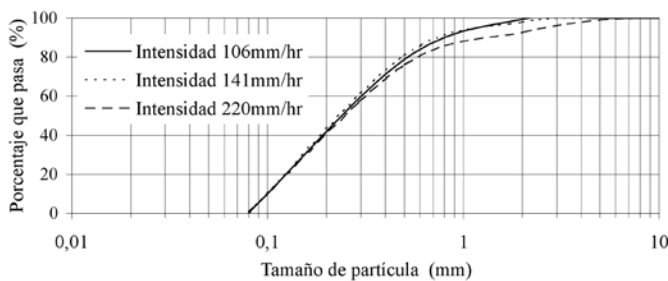


Figura 9: Granulometrías del material arrastrado en los ensayos de infiltración sobre el suelo de los Jardines del Sur con pendiente 36°.

La Figura 10 compara las granulometrías del suelo de Caracoles con pendiente e intensidad variable. Con menor pendiente no se nota tanto la diferencia entre las granulometrías arrastradas debido a las distintas intensidades, como en el caso del suelo de Jardines del Sur. Pero al aumentar la pendiente, además de arrastrar partículas de mayor tamaño, también aumenta la diferencia en la granulometría de material escurrido debido a distintas intensidades.

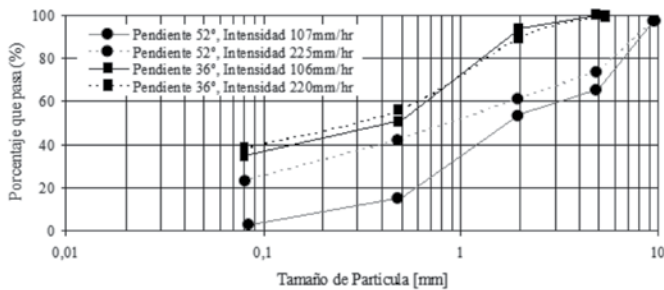


Figura 10: Granulometrías del material arrastrado en los ensayos de infiltración sobre el suelo de Caracoles con pendiente e intensidad de precipitación variable

Conclusiones

Los resultados del trabajo experimental presentados en este artículo muestran que la granulometría de un suelo puede afectar significativamente su transportabilidad. Por un lado un suelo bien gradado tiene menos capacidad para infiltrar agua debido a su arreglo denso y por lo tanto el agua escurre rápidamente encima del suelo aunque no todo el estrato esté saturado. Un suelo mal gradado tiene una capacidad mayor para infiltrar agua y el inicio de escurrimiento puede depender de la profundidad de un estrato con permeabilidad más baja, como el estrato rocoso. No obstante una vez que se inicia el escurrimiento, el agua puede dislocar las partículas de suelo más fácilmente.

La pendiente no afectó de manera significativa el inicio del escurrimiento ni el caudal de escurrimiento pero sí afectó la granulometría del material arrastrado. Con mayor pendiente el escurrimiento arrastra partículas mayores.

Referencias

Abduljawwad, S. and Al-Amoudi, O. (1995). Geotechnical behaviour of saline sabkha soils. *Géotechnique* 45, Nº 3, 425-445

Aguilera, M. (1994). *Zonificación geotécnica de suelos de Antofagasta*. Tesis de título. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile.

Alonso, E. and Gens, A. (1994). On the mechanical behaviour of arid soils. In *Proceedings of the 1st International Symposium on Engineering Characteristics of Arid Soils*, Fookes and Parry (eds.), London, U.K., 173-205

Araya, V. (1992). *Riesgo de aluviones perjudiciales en las quebradas de la costa de la II Región*. Tesis de Título. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile.

Barrios, C. (2002). *Estudio del escurrimiento superficial de agua sobre taludes de suelo y su aplicación a fenómenos aluviales en Antofagasta*. Tesis de título. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile.

González, L. (2001). *Estudio de la infiltración de agua en suelos de Antofagasta y su aplicación en la generación de aluviones*. Tesis de título. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile.

Jeuffroy, G. (1977). *Proyecto y construcción de carreteras*. Tomo II, Materiales, Maquinaria, Técnicas de Ejecución de Obras. Editores Técnicos Asociados, S.A., Barcelona, España. ISBN 48-7146-111-0.

Norma Chilena Oficial NCh 165 Of 77. *Áridos para morteros y hormigones – tamizados y determinación de la granulometría*. Instituto Nacional de Normalización INN, Chile.

Norma Chilena Oficial NCh 1516 Of 79. *Mecánica de suelos – Determinación de la densidad en el terreno – Método del cono de arena*. Instituto Nacional de Normalización INN, Chile.

Pinto, J. (2002). *Clasificación de los suelos de tres quebradas de Antofagasta en términos de su transportabilidad por el agua*. Tesis de título. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile.

Salazar, I. (2005). *Estudio técnico del aluvión del 18 de Junio de 1991 en Antofagasta. Caso de algunas quebradas*. Tesis de Título. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile.

Salazar, I. (2011). *Beitrag zur Verringerung der Schadstoffkonzentration in heterogenen porösen Medien*. Doctoral thesis, RWTH Aachen University, Germany

Sinaba, B., Becker, B., Wiebke, C., Salazar, I. and Schüttrumpf, H. (2013). On the proceeding of a saturation front under ponded conditions. *Obras y Proyectos* 13, 31-39

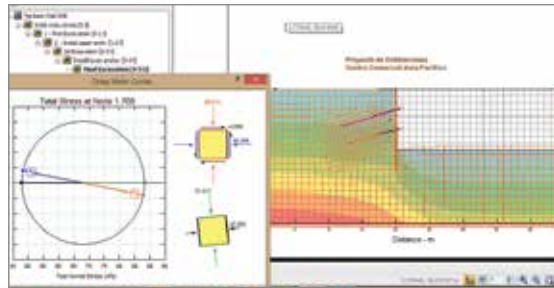
Varas, P. (1999). *Metodología de estudio sobre escurrimiento superficial en los suelos de Antofagasta dado un evento lluvioso*. Tesis de título. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile.

Vargas, G., Ortlieb, L. y Rutllant, J. (2000). Aluviones históricos en Antofagasta y su relación con eventos El Niño/Oscilación del Sur. *Revista Geológica de Chile* 27, No.2, 157-176

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 Socalzados 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

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





Modelo de elementos finitos para el análisis térmico de estructuras hormigonadas por etapas

Finite element model for thermal analysis of structures concreted in stages

Fecha de entrega: 29 de julio 2014

Fecha de aceptación: 23 de septiembre 2014

José I. Croppi y M. Cecilia Lazzaroni

Facultad Regional Santa Fe, Universidad Tecnológica Nacional, Lavaise 610 - S3004EWB Santa Fe, Argentina, jcroppi@frsf.utn.edu.ar, mlazzaroni@frsf.utn.edu.ar

La distribución de temperaturas en el interior de una estructura de hormigón masivo a edades tempranas, es un fenómeno que debe ser estudiado y caracterizado, ya que el calor liberado durante la construcción por efectos de la reacción de hidratación del cemento, puede originar tensiones inadmisibles para su edad, produciendo fisuras y disminución de resistencia. El objetivo general del trabajo consiste en proponer un método numérico que permita determinar el estado térmico del hormigón al comienzo de la hidratación del cemento, y poder aplicar esta metodología al estudio de estructuras civiles con gran volumen de hormigón. Esto se logra resolviendo la ecuación diferencial del calor mediante el método de los elementos finitos, agregando un término fuente que represente la generación del calor y, a su vez, estableciendo una condición de convección en las superficies expuestas al aire para poder estudiar el efecto de la variación de la temperatura ambiente en el tiempo. El modelo se valida a través de la comparación de resultados con ensayos experimentales sobre probetas de pasta de cemento y de hormigón, con resultados de la bibliografía y con soluciones obtenidas mediante programas comerciales.

The temperature field inside a massive early aged concrete structure should be carefully studied and described, because the heat released during the hydration of the cement reaction can induce an unacceptable level of stresses. These stresses may lead to the concrete cracking and strength loss. The main objective of this paper is to propose a numerical method capable of evaluating the thermal state of concrete during the cement hydration reaction, and to be able to apply this methodology to the analysis of massive concrete structures. This simulation can be achieved by solving the differential heat equation using the Finite Element Method, adding a source term that represents the heat generation and, at the same time, setting a convection condition on the surfaces exposed to the air in order to study the variation in time of the environmental temperature. This model is properly validated by comparing with experimental results in concrete specimens, results from bibliography and numerical solutions obtained using commercial softwares.

Palabras claves: estructuras de hormigón masivo, hidratación del cemento, métodos numéricos, elementos finitos

Keywords: massive concrete structures, cement hydration, numerical methods, finite elements.

Introducción

Debido al proceso de hidratación del cemento, sumado a la baja conductividad del material y al método rápido de construcción, aparecen gradientes térmicos elevados entre el interior de la masa y la superficie exterior en estructuras

de hormigón masivo. Durante el enfriamiento, debido a la presencia de restricciones interiores y exteriores, como por ejemplo las fundaciones, este gradiente térmico causa tensiones térmicas importantes. Si estas tensiones térmicas, sumadas a otras sollicitaciones debido a cargas externas,



exceden la resistencia del hormigón, se producirán fisuras que atentan contra la durabilidad estructural (e.g., Azenha y Faria, 2008; Crespo, 2011). Es por esto que un análisis térmico cumple un rol muy importante en el diseño y la construcción de este tipo de estructuras. Recientemente se ha notado un creciente interés en el diseño y construcción de presas de hormigón en Argentina. Surge entonces la idea de contar con una herramienta capaz de simular numéricamente la evolución de temperaturas en este tipo de estructuras, que permita diseñar un hormigonado por etapas mediante alguna estrategia análoga a las presentadas en Cervera *et al.* (1999) y Jaafar *et al.* (2007), facilitando la optimización en la planificación de las etapas constructivas, y la aplicación del modelo para cualquier estructura en general.

El objetivo de este trabajo es desarrollar e implementar un modelo numérico por elementos finitos para el cálculo de la evolución de temperaturas en dos y tres dimensiones, mediante el cual sea posible tener en cuenta factores como: la generación de calor debido a la reacción de hidratación del cemento, los múltiples materiales involucrados (hormigón colocado con anterioridad, encofrados, suelo o aislaciones, etc.), la variación térmica del entorno donde se emplaza la estructura, las etapas y tiempos de ejecución de las mismas, entre otros.

Metodología numérica

La formulación teórica del problema de generación y conducción de calor en el hormigón que se produce durante la hidratación del cemento, conduce a un problema en derivadas parciales transitorio no lineal, al que se le aplican condiciones iniciales y de contorno (Incropera y DeWitt, 2002).

El problema de conducción de calor transitorio con término fuente en un medio continuo que abarca un dominio Ω , está gobernado por la siguiente ecuación diferencial (Sergerlind, 1984):

$$\rho c_e \dot{\phi} - k \Delta \phi = \dot{Q} \text{ en } \Omega \quad (1)$$

donde Δ es el operador laplaciano, ϕ es el campo de temperaturas y los parámetros ρ , c_e y k son la densidad, el calor específico y la conductividad térmica, respectivamente, que dependen del material. El término

fuente es representado por \dot{Q} , el cual es función del grado de hidratación del cemento. Las etapas constructivas son activadas y consideradas en el análisis según tiempos preestablecidos. A su vez, se introduce una interfaz de contacto entre las distintas etapas, para contar con la posibilidad de establecer una condición de convección o una condición de conductancia.

Condiciones de borde e iniciales

Las condiciones de borde se describen en términos de las ecuaciones siguientes:

$$\phi = \bar{\phi} \text{ en } \Gamma_\phi \quad (2)$$

$$-k \frac{\partial \phi}{\partial n} = \bar{q} \cdot \bar{n} \text{ en } \Gamma_n \quad (3)$$

$$\bar{q} \cdot \bar{n} = h(\phi - \phi_{ref}) \quad (4)$$

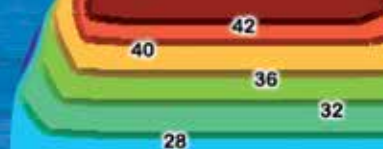
donde Γ_ϕ y Γ_n son las fronteras del dominio Ω de tipo Dirichlet (2) y de tipo Neumann (3), definidas de manera tal que $\Gamma_\phi \cup \Gamma_n = \Gamma$ y $\Gamma_\phi \cap \Gamma_n = \emptyset$, $\bar{\phi}$ representa temperaturas impuestas, \bar{n} es un vector normal a la frontera Γ y \bar{q} son flujos en la frontera tipo Neumann (3). El flujo térmico entre el sólido y el exterior se modela mediante (4) que representa una condición de convección. Allí interviene el coeficiente de convección h , la temperatura de cálculo ϕ en la superficie y una temperatura de referencia conocida ϕ_{ref} , mediante la cual se tiene en cuenta la influencia de la temperatura ambiente exterior, variable en el tiempo. Las condiciones iniciales de cada etapa se establecen mediante:

$$\phi(x, t = 0) = \phi_0(x) \text{ en } \Omega \quad (5)$$

donde $\phi_0(x)$ representa la distribución inicial de temperaturas que en general coincide con la temperatura de colado de cada etapa.

Término fuente de generación de calor

El modelo propuesto considera tres expresiones para representar el término fuente \dot{Q} en función del grado de hidratación del cemento: el modelo propuesto por Azenha *et al.* (2009), el propuesto por Cervera *et al.* (1999) y el modelo propuesto por Jaafar *et al.* (2007). En todos los casos, los valores de los parámetros se obtienen de ensayos experimentales. Si consideramos el término fuente en



función del grado de hidratación propuesto por Azenha *et al.* (2009), la expresión es implícita y puede escribirse como sigue:

$$\dot{Q} = A f(\alpha) e^{-(E_a/R\phi)}, \quad (6)$$

donde A es una constante cuyas unidades son Wm^{-3} , E_a es la energía de activación aparente en $kJ mol^{-1}$, R es la constante de Boltzmann de valor $8.314 Jmol^{-1}K^{-1}$, ϕ es la temperatura en K , α es el grado de avance de la reacción de hidratación del cemento y $f(\alpha)$ es una función normalizada de expresión:

$$f(\alpha) = c [\text{sen}(\pi\alpha)]^a e^{(-b\alpha)} \quad (7)$$

en la cual a , b y c son parámetros del cemento.

El término fuente para la ecuación del calor empleada por Cervera *et al.* (1999) parte de suponer la siguiente relación para el término de generación de calor en la masa de hormigón:

$$\dot{Q} = Q_\xi \dot{\xi} \quad (8)$$

El parámetro Q_ξ puede obtenerse mediante un experimento adiabático, mientras que la evolución de la variable normalizada denominada grado de hidratación ξ está dada por:

$$\dot{\xi} = \frac{k_\xi}{\eta_{\xi 0}} \left(\frac{A_{\xi 0}}{k_\xi \xi_\infty} + \xi \right) (\xi_\infty - \xi) \exp\left(-\bar{\eta} \frac{\xi}{\xi_\infty}\right) \exp\left(-\frac{E_a}{R\phi}\right) \quad (9)$$

donde E_a es la energía de activación y R es la constante de Boltzmann. Los restantes parámetros son: $A_{\xi 0}$ la afinidad química inicial, $\eta_{\xi 0}$ y $\bar{\eta}$ las viscosidades, y k_ξ una constante del material. En dicha expresión interviene el valor final del grado de hidratación que se obtiene como:

$$\xi_\infty = \frac{1.031 W/c}{0.194 + W/c} \quad (10)$$

siendo W/c la relación agua-cemento de la mezcla. La expresión empleada por Jaafar *et al.* (2007) es explícita en el tiempo, y da la evolución de la temperatura. Para el caso del cemento, la evolución de la temperatura adiabática viene dada por:

$$\phi_{ad} = K_t (1 - e^{-\alpha t}) \quad (11)$$

donde ϕ_{ad} es la temperatura adiabática, K_t es la temperatura

máxima en el hormigón en condiciones adiabáticas, α es un parámetro que regula cómo evoluciona la temperatura adiabática conforme transcurre el tiempo y posee unidades de $1/\text{tiempo}$ y t es el tiempo, medido en horas. El calor acumulado generado por la hidratación hasta el tiempo t se expresa:

$$Q = c_e \rho \phi_{ad} \quad (12)$$

Con las expresiones (11) y (12) se puede escribir entonces:

$$\dot{Q} = c_e \rho K_t \alpha e^{-\alpha t} \quad (13)$$

Los valores K_t y α se determinan para cada tipo de cemento.

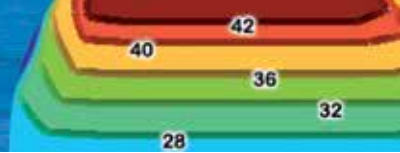
Modelo discreto

La metodología numérica no se aplica a la forma fuerte del problema (ecuación diferencial de calor), sino a una forma débil obtenida a través del método de los residuos ponderados de Galerkin (Sergerlind, 1984). La no linealidad del problema, dado que el término fuente depende de la temperatura, se resuelve mediante una estrategia iterativa (Newton – Raphson). La discretización espacial se realiza por el método de elementos finitos y la discretización temporal, mediante un esquema implícito de integración (Backward-Euler) basado en diferencias finitas. Se propone una aproximación por elementos finitos lineales, triangulares para 2D y tetraédricos para 3D, para el campo de temperaturas.

Comparación con resultados experimentales

El ensayo con el que se comparan los resultados del modelo es el realizado por Azenha *et al.* (2009) y consiste en el monitoreo del comportamiento termo-mecánico de un hormigón a temprana edad. Dicho experimento fue llevado a cabo mediante la colocación de sensores capaces de medir temperaturas y tensiones dentro de una probeta prismática simétrica de hormigón, ver Figura 1a. La misma se encontraba en un entorno controlado de temperatura y humedad relativa constantes.

La modelación numérica de la probeta se realizó aprovechando su doble simetría (Figura 1b), imponiendo condiciones de borde de flujo nulo en las caras de simetría y de convección en las superficies restantes, teniendo en cuenta el coeficiente de convección de cada material. Este y los restantes valores que gobiernan el modelo se



encuentran indicados en la Figura 2.

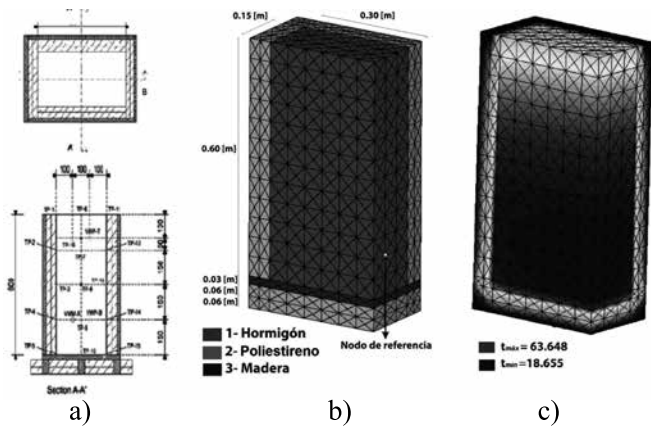


Figura 1: a) Geometría del ensayo experimental, b) modelo de elementos finitos y c) distribución de temperaturas

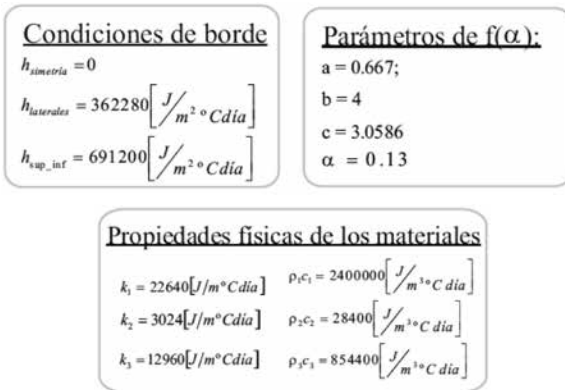


Figura 2: Parámetros utilizados en el modelo numérico para condiciones de borde y propiedades de los materiales.

En el modelo numérico se consideró un término de generación de calor caracterizado por las ecuaciones (6) y (7) y cuyos parámetros están dados en la Figura 2. En la Figura 1c se muestra el campo de temperaturas para el tiempo $t = 0.86$ días, obtenido mediante el modelo numérico desarrollado.

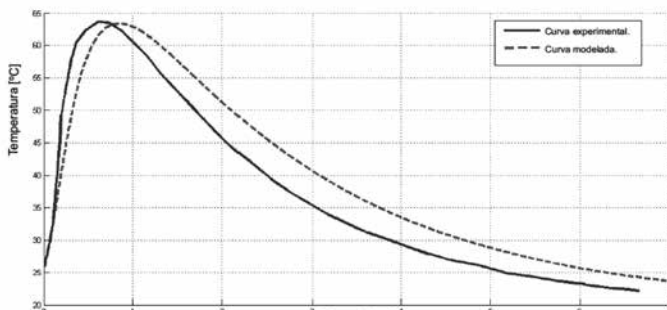


Figura 3: Curvas de evolución de temperatura del ensayo experimental y del modelo numérico

En la Figura 3 se comparan resultados del ensayo experimental con los del modelo numérico en términos de la temperatura en un nodo de referencia, en coincidencia con la ubicación de un sensor de temperatura (ver Figura 1b), apreciándose una correlación coherente entre ambos.

Verificación del término fuente según Cervera et. al. (1999)

Se compararon los resultados obtenidos mediante la simulación numérica con los estudios realizados por Cervera *et al.* (1999) en los que se ensayaron probetas cilíndricas de hormigón convencional (Tabla 1) y hormigón de cemento Portland C30 (Tabla 2). Se pueden observar las gráficas comparativas de evolución de la temperatura para el hormigón convencional (Figura 4) y cemento Portland C30 (Figura 5).

Tabla 1: Propiedades del hormigón convencional

w/c	0.45
ξ_∞	0.72
$k_\xi / \eta_{\xi 0}, 10^7 \text{ 1/h}$	0.28
η	5.30
$A_{\xi 0} / k_\xi$	0.50
$E_d / R, 10^3 \text{ } ^\circ K$	5.00
$Q_\xi, 10^5 \text{ J/m}^3$	2.02

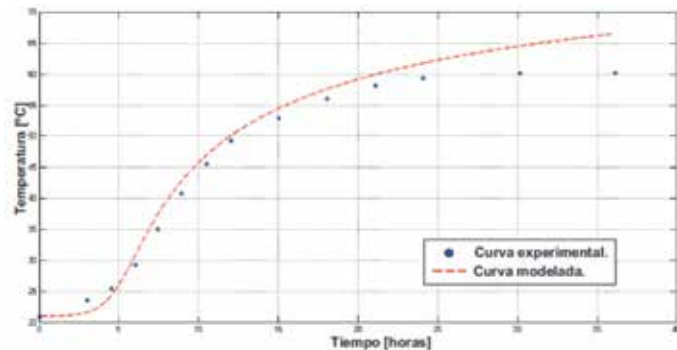


Figura 4: Evolución de temperatura para hormigón convencional

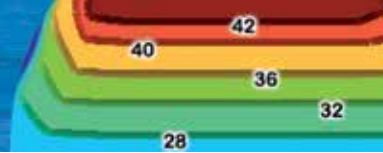


Tabla 2: Propiedades del Cemento Portland 30

w/c	0.50
ξ_{∞}	0.75
$k_{\xi}/\eta_{\xi_0}, 10^7 \text{ 1/h}$	0.14
η	7.00
A_{ξ_0}/k_{ξ}	10^{-4}
$E_a/R, 10^3 \text{ }^{\circ}\text{K}$	4.00
$Q_{\xi}, 10^5 \text{ J/m}^3$	1.58

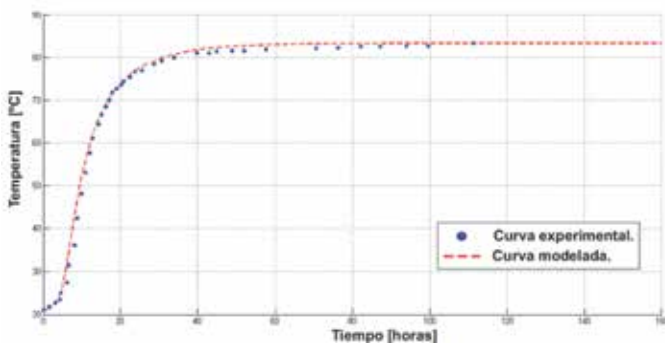


Figura 5: Evolución de temperaturas para cemento Portland C30

Estudio de una presa de hormigón compactado a rodillo

Con el fin de validar la metodología en cuanto a la construcción de estructuras realizadas por etapas, se analiza una presa real de hormigón compactado a rodillo (HCR) de 169 m de altura (ver Figura 6). Los datos de la estructura se toman del trabajo de Jaafar *et al.* (2007), del cual también se toman sus resultados para comparar con el modelo de este trabajo. Los parámetros usados en la fórmula del término fuente, propios del hormigón, son $K_f=17^{\circ}\text{C}$ y $\alpha = 0.0183$. El incremento de tiempo de análisis es $\Delta t = 3 \text{ h}$. Si bien en las estructuras de HCR, el material es colocado en capas horizontales de 30 cm, se trabajó con capas de 5 m aplicadas cada 20 días para disminuir el trabajo computacional.

La construcción de la presa finalizó a los 22.5 meses de comenzada la obra. Para el análisis, la presa fue dividida en 34 etapas. Se utilizó una malla de elementos finitos triangulares (Figura 7) adecuada para la geometría (Figura 6), con un total de 1783 nodos y 3296 elementos. Las

condiciones de borde se observan en la Figura 8 y los datos de los materiales en la Tabla 3. Tanto la temperatura ambiente como la temperatura de colocación se observan en la Figura 9.

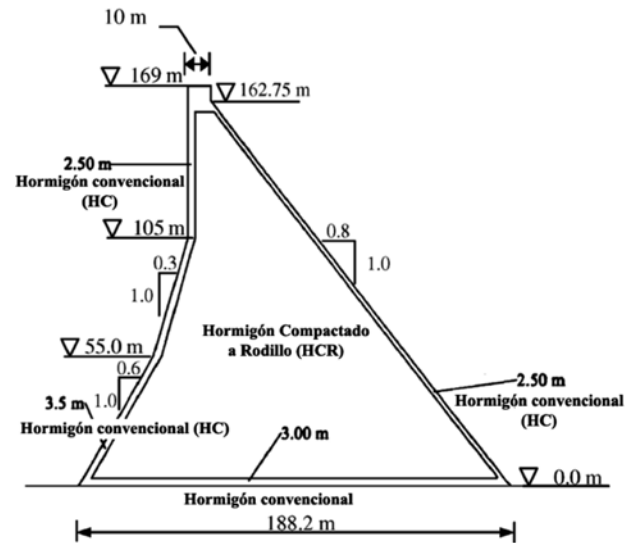


Figura 6: Sección de la presa, geometría y materiales

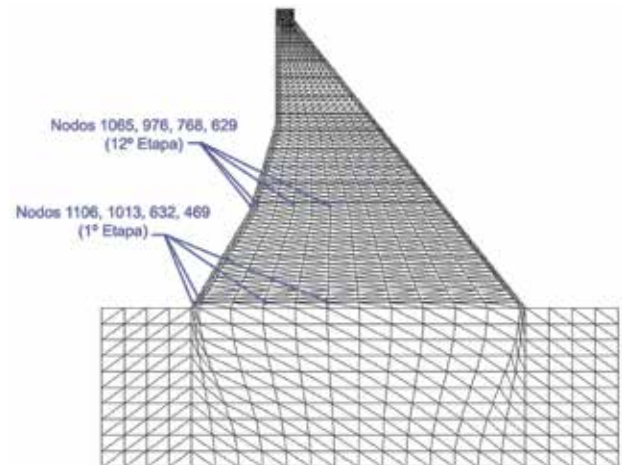


Figura 7: Malla de elementos finitos, nodos seleccionados para comparar resultados

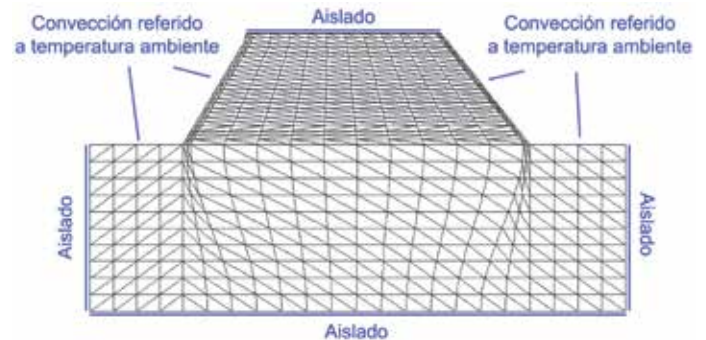


Figura 8: Condiciones de borde

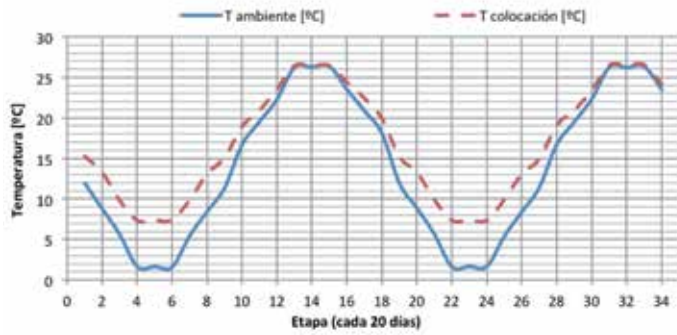


Figura 9: Temperatura ambiente y de colocación

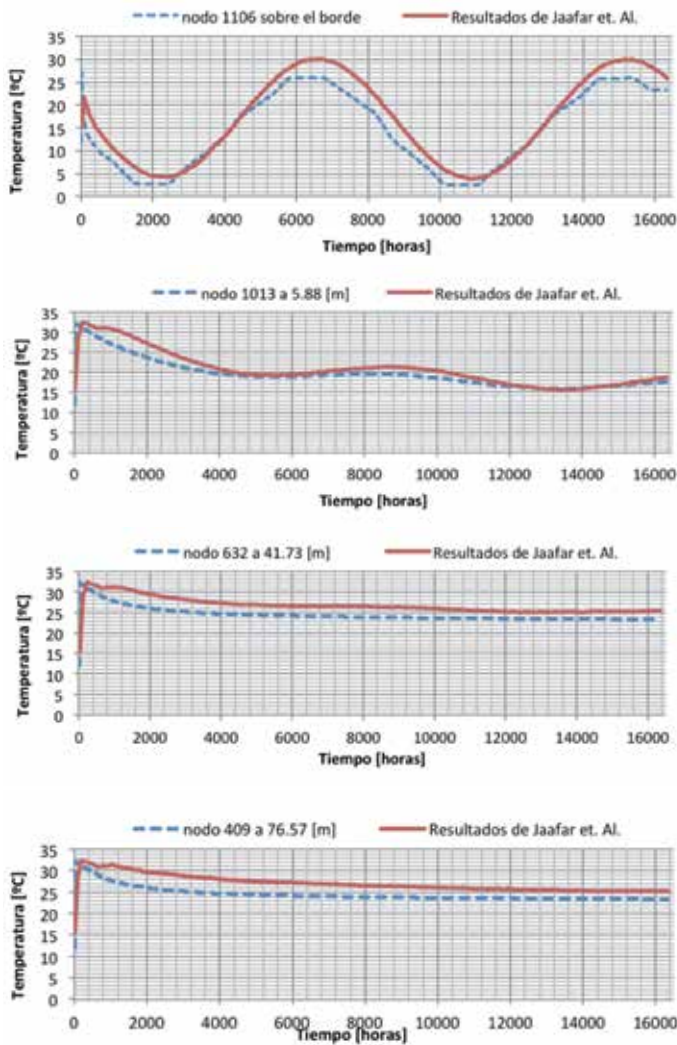


Figura 10: Comparación de resultados en los nodos seleccionados de la etapa 1

Las Figuras 10 y 11 muestran la evolución de la temperatura en el tiempo para nodos seleccionados dentro de la presa (Figura 7). La comparación de resultados se realiza respecto al trabajo de Jafaar *et al.* (2007), tanto para nodos de la etapa 1 como para nodos de la etapa 12.

Tabla 3: Propiedades de los materiales de la presa: roca de fundación, hormigón convencional HC y hormigón compactado a rodillo HCR

Propiedades	Materiales		
	Roca	HC	HCR
Coefficiente de conducción k , kcal/mh°C	1.3	1.81	1.81
Coefficiente de convección h , kcal/m ² h°C	10.0	10.0	10.0
Calor específico c_e , kcal/kg°C	0.22	0.22	0.22
Densidad ρ , kg/m ³	2710	2400	2400

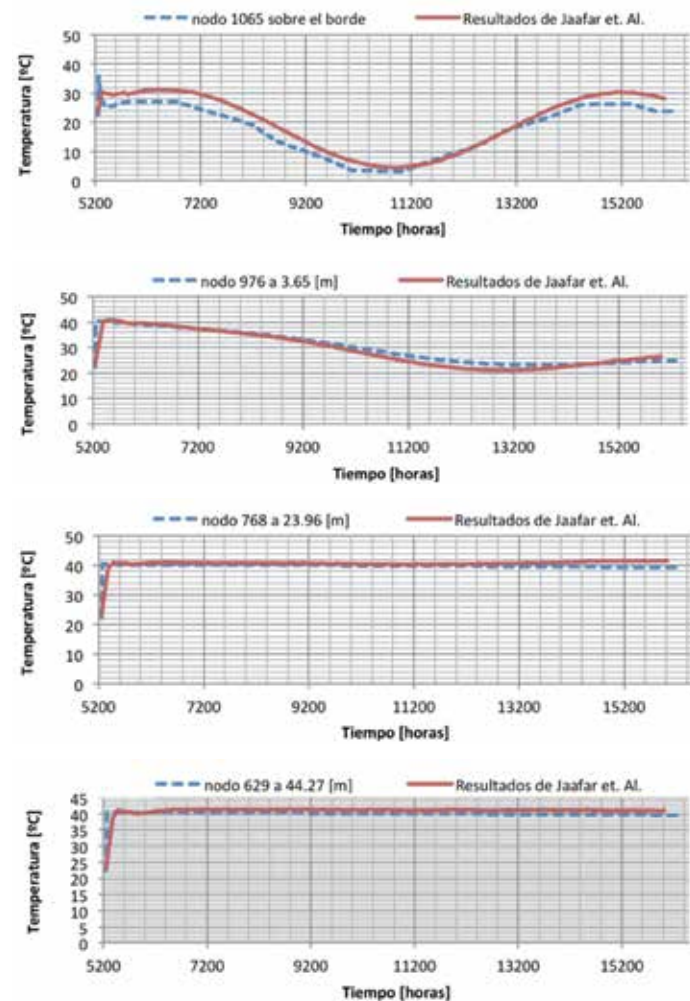
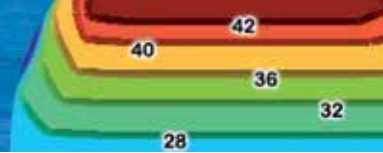


Figura 11: Comparación de resultados en los nodos seleccionados de la etapa 12

Se observa que en las proximidades de los bordes de la presa la temperatura tiende a asemejarse a la temperatura ambiente, mientras que en el cuerpo de la presa tiende a condiciones adiabáticas, sin influencia de las variaciones



de la temperatura ambiente.

En las Figuras 12 y 13 se observan los mapas de temperaturas obtenidos por Jaafar *et. al.* (2007) y los que resultaron de este análisis. La distribución de la temperatura es semejante, coincidiendo los sectores de mayores valores en el centro de la presa.

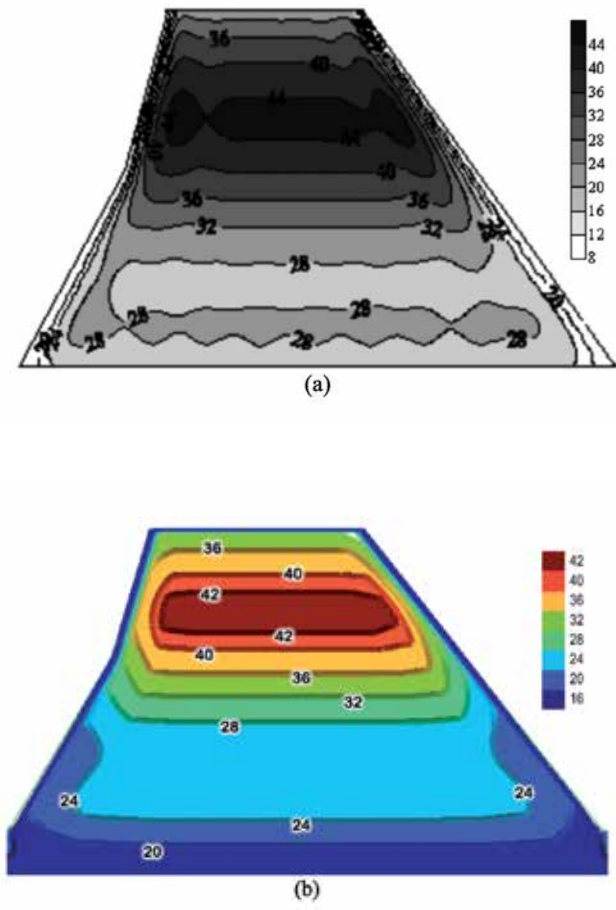


Figura 12: Comparación de mapas de temperatura de la presa en la etapa 20, a) Jaafar *et al.* (2007) y b) análisis presente

Se observa que la influencia de la temperatura ambiente cumple un papel fundamental a la hora de planificar el hormigonado por etapas. Las mayores temperaturas son alcanzadas en las etapas 14 y 32 donde la temperatura ambiente es máxima. Esto se puede corroborar en la Figura 9. Esas temperaturas máximas se acumulan principalmente en el centro de la presa, al tener este sector condiciones cuasi-adiabáticas.

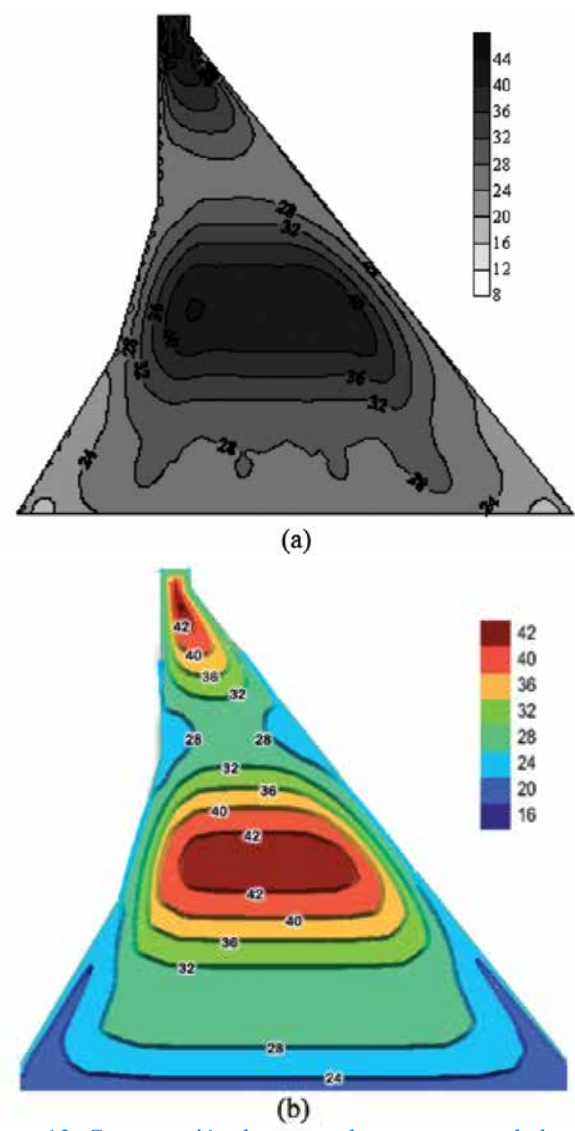


Figura 13: Comparación de mapas de temperatura de la presa en el fin de su construcción (etapa 34), a) Jaafar *et al.* (2007) y b) análisis presente

Conclusiones

Se desarrolló un modelo numérico capaz de predecir la evolución de temperatura en distintas estructuras de hormigón debido a la hidratación del cemento. El modelo permite encarar problemas de transferencia de calor con distintas condiciones iniciales y de contorno. A su vez, se analizan estructuras ejecutadas por el método del hormigonado por etapas. Se resuelve el problema térmico para las distintas etapas, simulando la colocación de nuevas capas y actualizando las condiciones de borde a medida que avanza la construcción. Se concluye que los resultados



muestran una buena correlación con los obtenidos a partir de ensayos experimentales y trabajos de otros autores, lo cual permite validar el modelo propuesto.

Referencias

Azenha, M. and Faria, R. (2008). Temperatures and stresses due to cement hydration on the R/C foundation of a wind tower - A case study. *Engineering Structures* **30**(9), 2392-2400

Azenha, M., Faria, R. and Ferreyra, D. (2009). Identification of early-age concrete temperatures and strains: Monitoring and numerical simulation. *Cement and Concrete Composites* **31**(6), 369-378

Cervera, M., Oliver, J. y Prato, T. (1999). *Un modelo termo-químico-mecánico de hormigón a tempranas edades. Aplicación a la construcción de presas de HRC*. Monografía CIMNE, 51

Crespo, M.D. (2011). *Comportamiento del hormigón armado a tempranas edades. Efectos estructurales de las deformaciones impuestas impedidas*. Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya

Incropera, F.P. and DeWitt, D.P. (2002). *Fundamentals of heat and mass transfer*. New York: John Wiley & Sons

Jaafar, M.S., Bayagoob, K.H., Noorzaei J. and Thanoon Waleed, A.M. (2007). Development of a finite element computer code for thermal analysis of roller compacted concrete dams. *Advances in Engineering Software* **38**(11), 886-895

Sergerlind, L.J. (1984). *Applied finite element analysis*. New York: John Wiley and Sons



PILOTES TERRATEST

Ingeniería y Construcción de Fundaciones Especiales

Cuando de Geotecnia se trata hay un Gran Referente.

Cortinas de Consolidación
e Impermeabilización

Ensayos e Instrumentación
Geotécnica

Sostenimiento de Taludes

Estructuras de Contención

Mejoramiento de Suelos

Fundaciones Profundas



Jet Grouting
Planta Constitución,
Culivosa Arauco.



Muro Berlín / Micropilotes / Pilotes CFA
Edificio Los Heras, Concepción.



Columnas de Grava
Viaducto Av. Alessandri,
Concepción.



Pilotes Pre-excavados
Puente Loja, VIII Región.



Calidad, Eficiencia y Seguridad

www.terratest.cl



CONSTRUCTORA
LANCUYEN

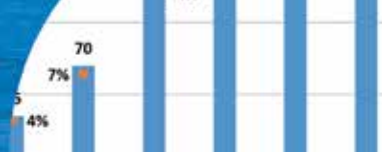
LANCUYÉN ESTÁ PRIMERO.

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

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

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





Project Finance y Asociaciones Público-Privada para la provisión de servicios de infraestructura en Colombia

Project Finance and Public-Private Partnerships for the provision of infrastructure services in Colombia

Fecha de entrega: 14 de septiembre 2014
Fecha de aceptación: 27 de noviembre 2014

Juan D. González¹, Miguel D. Rojas², Carlos A. Arboleda³ y Sergio Botero⁴

¹ Dirección de Empresas, Institución Universitaria Esumer, Universidad Nacional de Colombia, Calle 76 N°. 80-126, Bloque 1 Piso 2, Medellín, Colombia, jdgonzalez@esumer.edu.co, jdgonza3@unal.edu.co

² Centro de Investigación y Consultoría Organizacional CINCO, Facultad de Minas, Bloque M8B, oficina 106, Universidad Nacional de Colombia, Carrera 80 No. 65-223, Medellín, Colombia, mdrojas@unal.edu.co

³ Gerente Infraestructura, Pedro Gómez y Cia, Calle 70 No 7 – 53, Bogotá, Colombia, aarboleda@pedrogomez.com.co

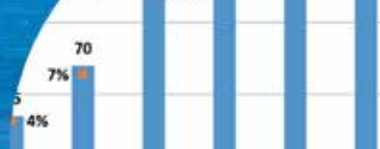
⁴ Modelamiento y Análisis, Energía, Ambiente y Economía, Facultad de Minas, Bloque M8B, oficina 106, Universidad Nacional de Colombia, Carrera 80 No. 65-223, Medellín, Colombia, sbotero@unal.edu.co

El Project Finance PF y las Asociaciones Público-Privadas APPs son utilizados como instrumentos de financiación de proyectos y medio para vincular el sector privado en el desarrollo de infraestructura pública. En el presente trabajo se realiza una revisión de la literatura y los asuntos actuales del PF y las APPs para la provisión de servicios de infraestructura en Colombia, enunciando las principales relaciones y características en el desarrollo de proyectos. Se revisaron fuentes especializadas categorizadas en el Journal Citation Reports JCR, así como publicaciones de organismos multilaterales y nacionales relacionados con desarrollo de proyectos de infraestructura. Se realiza una caracterización de PF describiendo las etapas, riesgos, mecanismos de control y seguimiento y se explica la diferencia con la forma tradicional de financiar proyectos, posteriormente se detallan las principales ventajas y desventajas de las APP específicamente en el marco de la Ley 1508 de 2012. Finalmente, se enuncian las líneas actuales de investigación y, además, se concluye con el planteamiento de futuras líneas para el contexto colombiano que conduzcan a cerrar la brecha entre la teoría y la práctica.

Palabras clave: Asociación Público-Privadas, Colombia, financiación de proyectos, infraestructura, investigación

Project Finance PF and Public-Private Partnerships PPP are used as project financing tools and a means to link the private sector with the public infrastructure development. In this work a literature review and current matters of PF and PPP for the provision of infrastructure services in Colombia are pursued, outlining the main relationships and characteristics in the developing of projects. Specialised sources, categorised in the Journal Citation Reports JCR, were reviewed, as well as publications from multilateral and national organisations related with the development of infrastructure projects. A characterisation of PF is carried out, describing the stages, risks, control and tracking mechanisms. The difference with the traditional form of project financing is explained. Then, advantages and disadvantages of APPs within the framework of the Law 1508 from 2012 are in detail described. Finally, in view of the gap between theory and practice, the current and future research lines within the Colombian context are pointed out.

Keywords: Public-Private Partnerships, Colombia, project finance, infrastructure, research



Introducción

De acuerdo con Guasch (2004) y Saussier (2013), la participación del sector privado en el desarrollo de infraestructura social y productiva es motivada por la necesidad de mejorar el funcionamiento y la cobertura de bienes y servicios, lo cual debido a la escasez de fondos públicos y restricciones en la capacidad de endeudamiento, varios países optan por transferir la prestación de infraestructura al sector privado (ver también Alonso-Conde *et al.*, 2007; Jin y Zhang, 2011; Thomson *et al.*, 2005; Zhang y Durango-Cohen, 2012). Esto beneficia el mejoramiento en los niveles y la calidad, lo cual genera un enorme efecto sobre el crecimiento económico y la disminución de la pobreza; así para Vasallo (2012) estas condiciones justifican la elaboración de análisis y enfoques que sean capaces de contribuir al desarrollo de una nueva visión desde las finanzas públicas, el sector financiero y las empresas constructoras, por medio de nuevas estrategias y visión de diferente modelos de financiación.

Tabla 1: Tipo de infraestructura, sector y tipo de proyecto, basado en Grimsey y Lewis (2002) y Perroti y Sánchez (2011)

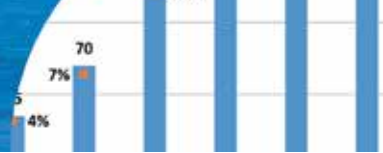
Infraestructura	Sector	Tipo de proyecto
Social	Agua y saneamiento	Acueducto, alcantarillado, disposición de residuos sólidos, tratamiento de aguas residuales, presas y embalses
	Educación Salud	Escuelas y universidades Hospitales y centros de salud
	Defensa	Cárceles y centros de detención preventiva
	Edificación pública	Oficinas del sector público y del poder judicial
	Deportivo y cultural	Museos, parques, centros de recreación y culturales
Productiva	Energía	Plantas de generación y suministro, redes de distribución
	Transporte	Carreteras de peaje, puertos, aeropuertos, sistemas ferroviarios, puentes y túneles
	Telecomunicaciones	Telefonía, redes y satélites

En esta misma línea, Moszoro y Gasiorowski (2008) mostraron con un análisis basado en modelos que “las

asociaciones público-privadas pueden prestar los servicios públicos más baratos que una entidad pública o privada única”, considerando todo el ciclo de vida del proyecto y agregan que “las consideraciones de eficiencia sugieren que la propiedad de la sociedad vehículo que presta el servicio público no tiene por qué ser exclusivamente pública o privada. Una inversión óptima en la infraestructura pública requiere la propiedad mixta”(p.13). De acuerdo con Grimsey y Lewis (2002), la infraestructura es fácil de reconocer pero difícil de definir, así la infraestructura se define como la inversión que proporciona los servicios básicos a la industria y los hogares, así como los insumos claves para la economía; aunque lo básico, puede variar de país a país y de un tiempo a otro.

Adicionalmente, el reciente crecimiento de las Asociaciones Público- Privadas APPs está estrechamente relacionado con la técnica de financiación conocida como *Project Finance PF*, dadas las características que la hacen adecuada para este tipo de proyectos (Yescombe, 2007). Por su parte Ghersi y Sabal (2006) afirman que el *PF* es utilizado ampliamente en mercados emergentes por las empresas multinacionales que desean limitar su exposición a los diferentes riesgos en el país, además, las instituciones multilaterales pueden desempeñar un papel clave en la financiación de proyectos, los préstamos son vistos como menos riesgosos y terminan siendo menos costosos que los préstamos bancarios; así, la participación como banqueros se interpreta como una señal positiva por los bancos comerciales quienes estarán dispuestos en participar en la financiación por medio de la sindicación de créditos. Sin embargo, en el caso de un proyecto estatal, se debe considerar que la deuda soberana es menos costosa que la deuda que enfrentará un Vehículo de Propósito Especial.

Se considera que una de las ventajas de las APPs es el empaquetamiento de actividades, lo cual permite tener beneficios en términos de costos, transferencia de riesgos y mejoras en la planeación de los proyectos, entre otros (Engel *et al.*, 2010; Zhang y Chen, 2013). Para Guasch (2014), el efecto empaquetamiento soluciona, por ejemplo, el problema de rehabilitación y mantenimiento debido a las economías de escala que se puedan presentar, impactando la reducción de costos y tiempos de construcción, la calidad de la infraestructura y los niveles de servicio; así como incrementos en la productividad, lo cual se evidencia



en más de 20 años de investigación. Una crítica respecto al empaquetamiento se fundamenta en la concentración de actividades, lo cual podría traer consecuencias negativas en caso de liquidación o deficiente operación, teniendo resultados inesperados desde la óptica social y financiera de la infraestructura.

Por otra parte, los proyectos desarrollados bajo los esquemas planteados en este artículo se caracterizan por tener asociados una gran cantidad de contratos; por lo cual, las renegociaciones se consideran como una de las principales desventajas. Considerando que el estudio de grandes proyectos de infraestructura tiene la capacidad de generar una visión académica que contribuya a mejorar la práctica actual (Esty, 2004), la identificación exacta del efecto de la eficiencia del *PF* y las APPs en el sector de infraestructura, ofrece una vía pertinente para futuras investigaciones (Kleimeier y Versteeg, 2010). En este sentido, es recomendable que se coordinen las estrategias de desarrollo de infraestructura junto con el mercado de capitales, lo que debería complementarse mediante el fortalecimiento de las capacidades de planificación y financiamiento de proyectos (Rozas *et al.*, 2012).

Las evidencias presentadas por los investigadores Kayser (2013), Gatti (2013), Tang *et al.* (2010), Kleimeier (1995), Kleimeier *et al.* (2010), Rosillo y Perdomo (2012), Esty

(2004), Hinojosa (2009, 2010) y Cruz *et al.* (2014) argumentan la necesidad de investigar sobre la relación entre *PF* y APPs por el potencial en establecer nuevos esquemas de colaboración entre sectores público–privado, así como la creación de nuevas teorías financieras. Con la apertura de los mercados mundiales y la necesidad de generar nuevas y mejores formas de hacer negocios, implica que se debe estudiar cómo y de qué manera se estructuran modelos eficientes que busquen maximizar la rentabilidad con una transferencia adecuada de riesgos entre los participantes; implicando medir el impacto de dichas estructuras, así como la conveniencia de aplicación en los diferentes sectores de la economía.

El artículo está organizado de la siguiente manera: después de la presente introducción, se expone la metodología, donde se describen el proceso metodológico para la búsqueda y sistematización de la información. Luego, se presenta el marco teórico donde se incluye la revisión de la literatura y las principales características de la Ley 1508 de 2012 la cual reglamenta las APPs en Colombia. Finalmente se exponen los resultados de la investigación presentando el estado de la cuestión; las conclusiones incluyen las futuras líneas de investigación propuestas derivadas del análisis.

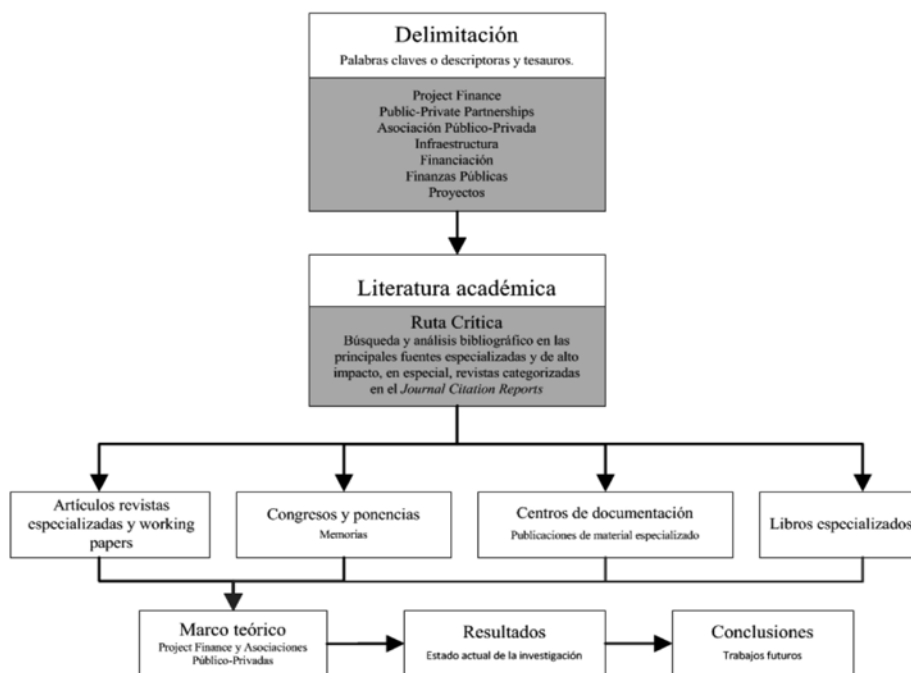
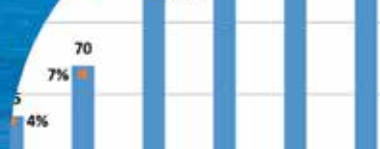


Figura 1: Esquema metodológico para desarrollar la investigación (basado en Esquivel, 2013)



Metodología

En este artículo se ha empleado la metodología sugerida por Esquivel (2013), buscando establecer los lineamientos y relaciones generales del *PF* y las APPs. Se planteó como ruta crítica la búsqueda y análisis bibliográfico en las principales fuentes especializadas y de alto impacto; en especial, revistas categorizadas en el *Journal Citation Reports JCR*, así como en repositorios de tesis de posgrados, libros, informes, investigaciones y documentos; que permitieron desarrollar de manera sistemática la presente investigación; incluyendo: marco teórico, avances, tendencias y elementos de relevancia teórica y práctica que permiten determinar el estado de la cuestión y sugerir futuras líneas de investigación (Figura 1).

Marco teórico

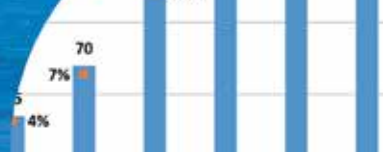
En esta sección se presenta la diferencia entre el *Project Finance PF* y la financiación tradicional; se presentan además, los principales riesgos asociados en el desarrollo de proyectos de infraestructura, así como mecanismos de control y seguimiento utilizados por los promotores (*sponsor*); adicionalmente se resalta la importancia de los créditos sindicados y la participación de los bancos de desarrollo en la financiación. Posteriormente, se presenta una revisión de las APPs y se enuncian los principales esquemas de participación del sector privado para la provisión de infraestructura en Colombia. Adicionalmente, se presentan las ventajas y desventajas.

Project Finance: técnica de financiación y estructuración de proyectos de infraestructura

La Tabla 2 presenta los principales aportes a la definición de *PF*. Respecto al endeudamiento por fuera de balance, Mascareñas (1999) afirma que las normas de consolidación de estados financieros son claras al respecto: en el balance individual del promotor no aparece la deuda asociada al *PF*; sin embargo, por el método contable que corresponda tendrá que aparecer en el balance consolidado del grupo que forma parte la entidad creada para el desarrollo del proyecto. Cuando el promotor avala o garantiza la obligación financiera del *PF*, ésta deberá ser contabilizada en los estados financieros del promotor, porque en el caso que el proyecto no cumpla con el pago de la obligación financiera, el promotor deberá responder por lo establecido

Tabla 2: Principales aportes a la definición de *Project Finance*

Referencia	Definición
Gatti (2013)	Financiación estructurada de una entidad económicamente independiente, creada por el promotor, usando recursos propios y deuda, en la cual los prestamistas consideran los flujos de caja como fuente primaria para el reembolso del crédito, mientras que los activos del proyecto representan la garantía (<i>collateral</i>).
Esty (2003)	Financiación de capital económicamente independiente y de vida limitada, diseñado en función de la caja estimada y de las características particulares del proyecto, proporcionando retorno al capital invertido, teniendo como garantía los activos de la unidad económica y los recursos económicos generados por el proyecto.
Durán (2006)	Técnica de financiación para la ejecución de proyectos de infraestructura, utilizando un vehículo de inversión legalmente independiente del promotor (<i>Special Purpose Vehicle SPV</i>), el cual se podría constituir por medio de una sociedad comercial o un contrato de fiducia mercantil, cuyo propósito principal se fundamenta en que los financiadores del proyecto obtengan el servicio a la deuda con la garantía de los flujos de caja futuros generados por el proyecto; de esa manera el endeudamiento se realiza por fuera de balance.
Gómez y Jurado (2001)	Financiación de un proyecto sin recursos o con recursos limitados al promotor, cuya amortización de capital y pago de intereses se realiza con el flujo de caja.
Molina <i>et al.</i> (2004)	Argumentan que no hay una definición aceptada sobre el <i>PF</i> , pero, a su juicio, es un sistema de financiamiento que permite que un determinado proyecto de inversión, dadas sus posibilidades de generar flujos de caja razonablemente predecibles y sostenibles, junto a la calidad de sus propios activos, sea financiado individualmente, utilizando específicamente los fondos obtenidos por el proyecto, sin recurso pleno del promotor y empleando el mayor apalancamiento posible.
Departamento Nacional de Planeación de Colombia (2011a)	Se fundamenta en Molina <i>et al.</i> (2004) y agrega que los bancos y proveedores de patrimonio basarán la decisión de prestar dinero en el flujo de caja generado por el proyecto, sin poder exigir pago alguno de los accionistas de la compañías encargadas de desarrollar el proyecto; es decir, <i>non recourse</i> .



en el contrato de deuda. En la Figura 2 se muestra la estructura típica de un proyecto de infraestructura desarrollado con la técnica del PF, donde éste se encuentra fuera del balance del promotor y por tanto el deudor será el Vehículo de Inversión.

Por otra parte, el promotor no otorga garantías personales ni corporativas, dado que afectan el balance por las

contingencias que eso implica (Durán, 2006). Además, bajo este esquema la falta de ingresos del proyecto y por ende el incumplimiento de los compromisos financieros no habilita a las entidades financieras a solicitar recursos económicos al promotor (González, 2006). Tampoco tienen una relación contractual para reembolsar el aporte de capital realizado por el promotor al vehículo de

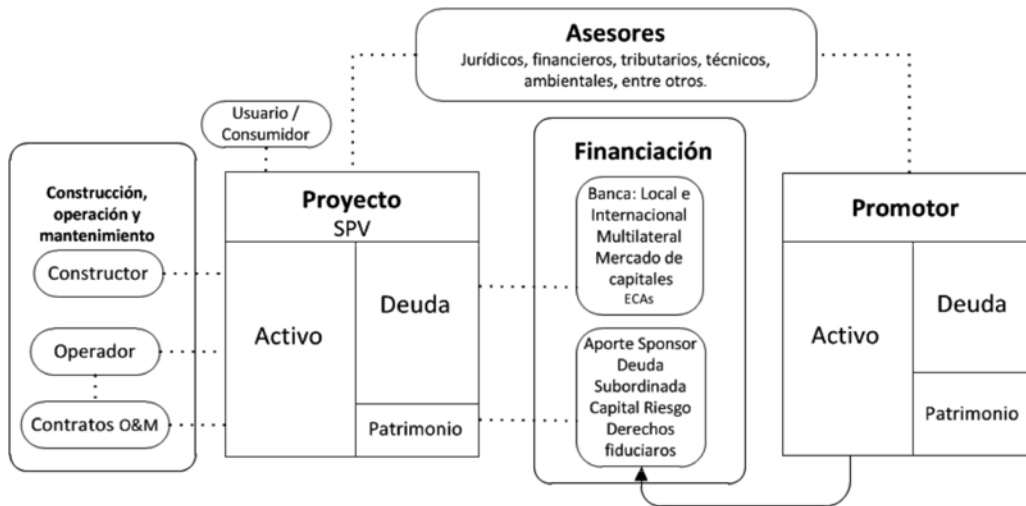


Figura 2: Relaciones contractuales y estructura típica de un PF, basado en Esty y Christov (2002), Grajales (2012), Gatti (2013) y Bracey y Moldovan (2006)

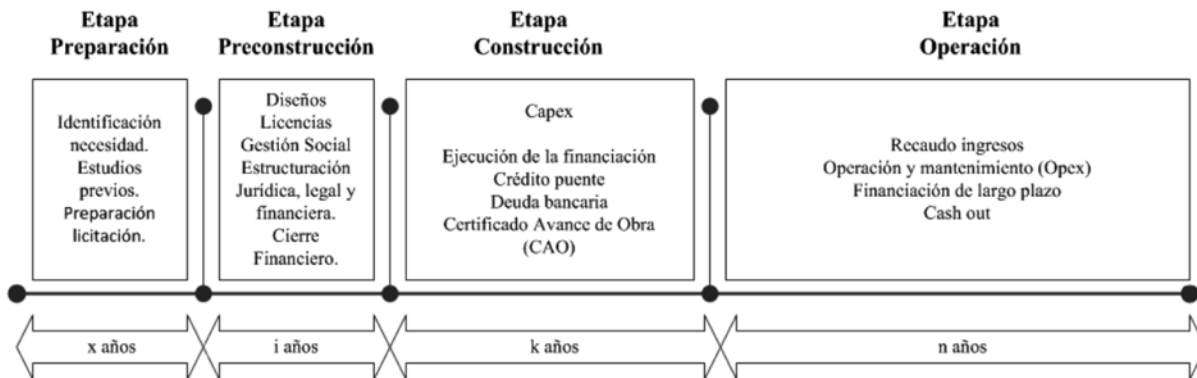


Figura 3: Etapas ciclo de vida PF, basado en Grajales (2012)

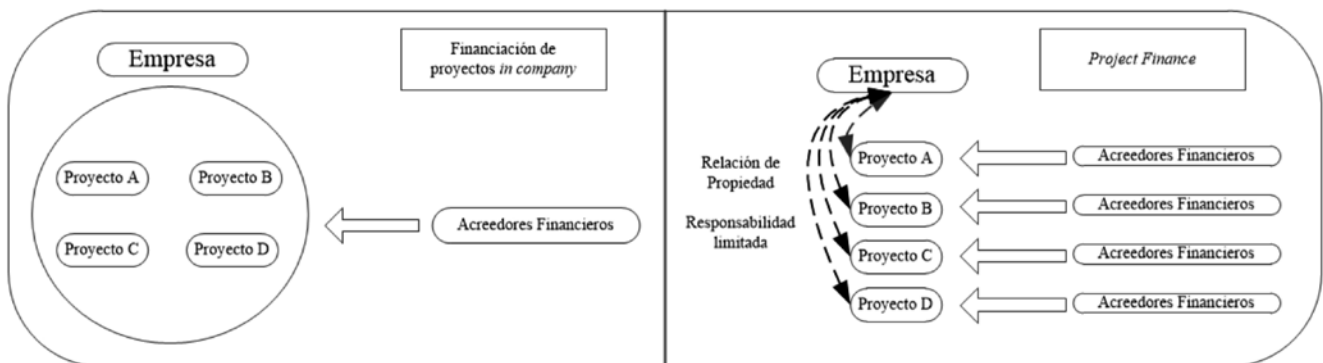
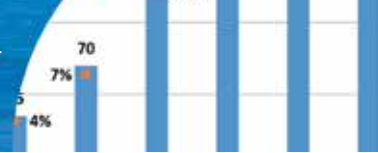


Figura 4: Financiación tradicional versus PF, basado en Suárez (1993)



inversión; así, los prestamistas garantizan, en primera instancia, que el flujo de caja libre se utilice para cubrir las obligaciones financieras y no para remunerar al promotor, permitiéndolo solo cuando se produzcan excesos y el contrato de deuda lo permita (Molina y Del Carpio, 2004). Ellos confirman lo expuesto por otros autores como Esty (2003) y Gatti (2013), dado que se pretende que existan limitadas obligaciones de pago del promotor respecto a la deuda del proyecto (Gutiérrez y Bielenberg, 2009).

Es importante considerar que el *PF* no es una alternativa de financiación cuando, en circunstancias normales, el proyecto no es financiable, bien por no generar tasas adecuadas de rendimiento o por cualquier otra circunstancia, dado que no es una alternativa para los casos en los cuales la financiación tradicional, no es viable (Mascareñas, 1999). Es decir, el *PF* no convierte los proyectos inviables en viables. En el desarrollo de proyectos de infraestructura se identifican cuatro etapas, cada una tiene asociado eventos o actividades específicas las cuales se muestran en la Figura 3. Para el caso de Colombia la etapa de operación no puede superar los 30 años, incluyendo prorrogas (Congreso de Colombia, 2012a).

Diferencia entre *PF* y financiación tradicional

Respecto a la diferencia con los mecanismos tradicionales de financiamiento (*Corporate Finance*), los proyectos no suelen adquirir la condición jurídica de sociedades separadas; los pactos contractuales no son exhaustivos, los indicadores de endeudamiento sobre recursos propios no son altos y la mayoría de los préstamos ofrecen como garantía los activos del prestatario, en caso de impago (Molina y Del Carpio, 2004). Así, la ventaja del *PF* respecto del financiamiento corporativo tradicional, consiste en que la deuda contraída por el proyecto, por medio del vehículo de inversión, no es considerada deuda corporativa, permitiendo al promotor implementar diversos proyectos sin llegar a su capacidad de endeudamiento (Gutiérrez *et al.*, 2009), como se mostró en la Figura 2.

Por lo anterior, el tratamiento contable de la obligación financiera en esta modalidad de proyectos se considera fuera de balance (*off-balance*); así, las garantías que ofrece el promotor para fondar el proyecto son los activos y los flujos de caja futuros (Gatti, 2013; Durán, 2006). Reafirmando lo anterior, Suárez (1993) afirma que en el

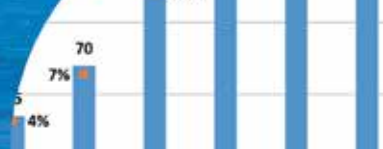
PF, a diferencia de la forma tradicional de financiación de proyectos, la responsabilidad de la deuda recae parcial o totalmente en el proyecto, no en la organización o promotor que lo lleva a cabo. Por otra parte, es importante considerar los altos costos de transacción en proyectos desarrollados por medio de *PF*, los cuales pueden estar entre el 5% y el 10% del coste total del proyecto (Esty, 2004).

En la Figura 4 se muestra la diferencia entre la financiación tradicional y *PF*. Se evidencia en la parte izquierda que la empresa realiza sus proyectos *in company*, es decir, se encuentran dentro de su balance general el cual es impactado por los pasivos financieros de cada proyecto; en la derecha se muestra que la empresa desarrolla los proyectos en vehículos de inversión independientes, lo cual limita la responsabilidad del promotor, así como las obligaciones con los acreedores.

Desarrollo de proyectos de APPs en Colombia por medio de *PF*

El uso de *PF* está adquiriendo protagonismo, en la actualidad se extiende a parques solares y eólicos, autopistas, hospitales, escuelas, universidades, cárceles, entre otros (Vega, 2008). Uno de los principios del *PF* se fundamenta en que la estructura legal y financiera del proyecto logre tener menor riesgo en comparación con la financiación tradicional, igualmente se pretende asegurar el pago del servicio a la deuda con el flujo de caja libre generado por el proyecto, incluso bajo escenarios extremos. Por otra parte, se pueden establecer requisitos de prepago con una parte de los ingresos remanentes y otras protecciones como pactos o convenios (*covenants*), que permiten generar tranquilidad a los acreedores financieros (Hinojosa, 2010).

En Colombia, el Departamento Nacional de Planeación de Colombia DNP (2011b) argumenta que se debe fortalecer el desarrollo de proyectos de infraestructura ejecutados por el sector privado por medio de la implementación de esquemas de APPs, que aseguren una adecuada asignación de riesgos y permitan el financiamiento a través de la emisión de títulos de contenido crediticio y/o participativo en el mercado de capitales; aunque el sistema financiero colombiano tiene un desarrollo considerable en los últimos años, se requiere, en asociación con el sector privado, una política integral de largo plazo para el desarrollo y



expansión, lo cual beneficiará la financiación de proyectos desarrollados por medio de la técnica del *PF*.

De esta manera y como instrumento para impulsar el desarrollo de proyectos de infraestructura, la Ley 1508 de 2012 en el artículo 6 indica que el sector privado deberá constituir un Patrimonio Autónomo, el cual servirá como Vehículo de Propósito Especial *SPV*, integrado por los pasivos y activos del proyecto (Congreso de Colombia, 2012a), de manera que el desarrollo de proyectos de infraestructura en Colombia se enmarca bajo el concepto de APPs y está estrechamente relacionada con la técnica de estructuración y financiamiento de proyectos conocida como *PF*.

Esta Ley fue decretada con el objetivo de impulsar la vinculación de capital privado para la provisión de infraestructura pública y establece en el artículo 25 que los proyectos se deben registrar en el Registro Único de Asociaciones Público-Privadas RUAPP, lo cual permitirá tener transparencia sobre los procesos de celebración y adjudicación de contratos de los proyectos, incluyendo sus estados de desarrollo. Desde la expedición realizada el 10 de enero de 2012 hasta el tercer trimestre del 2014 se han registrado 273 proyectos, de los cuales 83 han sido rechazados. El DNP ha identificado que los principales motivos de rechazo son (DNP, 2014): requerir más del 20% de recursos públicos, la infraestructura no se encuentra dentro de los planes de desarrollo, no existe una adecuada distribución de los riesgos entre el sector público y privado, no contempla la transferencia de la infraestructura al sector público, no incorpora la premisa que la remuneración se realiza cuando la infraestructura esté disponible y no cumple con los estándares de calidad o servicio.

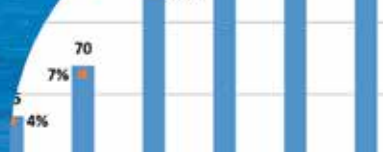
Respecto a los proyectos de transporte, representan el 40.8% de los registrados en el RUAPP (DNP, 2014), ésto se debe en gran medida a la expedición de Ley 1682 de 2013, la cual reglamenta los proyectos de infraestructura de transporte buscando aumentar la cobertura y mejorar los niveles de competitividad por medio de las APPs (Fedesarrollo, 2012). De esta manera, se sugiere que el Gobierno de Colombia debe legislar para impulsar otros sectores, por ejemplo el de servicios públicos de agua potable, con el objetivo de mejorar la cobertura y cumplir así las Metas del Milenio. El buen clima para desarrollar APPs en Colombia se evidencia en el creciente número

de proyectos registrados, lo cual se evidencia en la publicación “Infrascope 2012” donde lo ubica en el quinto puesto en Latinoamérica y el Caribe, donde resalta que mejoró su marco normativo limitando las posibilidades de renegociación, además estandarizando los procesos de concesión (The Economist Intelligent Unit, 2013). La importancia de las APPs en el desarrollo de infraestructura en Colombia se fundamenta en:

- Existen recursos disponibles por los fondos de pensiones e inversionistas extranjeros dispuestos a invertir en proyectos de infraestructura.
- Ampliar la base de inversionistas y desarrollo del mercado de capitales.
- Falta de recursos públicos para desarrollar los proyectos.
- Se requiere una adecuada infraestructura para facilitar los tratados de libre comercio.
- Atracción de inversionistas de largo plazo en la provisión de infraestructura pública.
- El mejoramiento de la infraestructura permite al sector privado operar con máximos rendimientos.
- Empresas de países desarrollados quieren invertir en países en vía de desarrollo.
- Correlación entre crecimiento económico y calidad de infraestructura.

Situación actual y tendencias en financiación

En los procesos de financiación de proyectos de APPs desarrollados por medio del *PF*, el alcance de las entidades financieras no se limita a prestar recursos financieros; al contrario, cada vez tienen más importancia las tareas de asesoramiento financiero (González, 2006), actúan como prestamistas y también como asesores aportando conocimiento y experiencia. Respecto a la estructura de capital, en los proyectos investigados por Esty (2000), el porcentaje de deuda se encuentra entre 65% al 90% comparado con el 25% al 35% de las empresas típicas de la industria. En este sentido, Hoon *et al.* (2009) afirman que las estructuras de capital de la mayoría de los proyectos de APPs desarrollados por medio del *PF* tienen alto grado de apalancamiento, con financiación de capital que cubren entre



el 10% y el 30% del coste total del proyecto y deuda entre el 90% al 70%. Así, Akintoye y Beck (2009) afirman que "las APPs suelen financiarse mediante una combinación de capital y deuda con diferentes proporciones, generalmente la financiación de la deuda supera el 70%, alcanzando en ocasiones el 100%". En la Figura 5 se muestra en el periodo 2009-2013, 939 proyectos de APPs, con cierre financiero, desarrollados a nivel mundial por medio de *PF* de los cuales 287 tienen un apalancamiento del 100%, lo cual confirma las evidencias empíricas y la importancia del endeudamiento para el desarrollo de proyectos.

En la Figura 6 se muestra las posibles fuentes de financiación y los porcentajes típicos de financiación de las APPs incluyendo fondos propios, deuda, capital de desarrollo y financiación intermedia entre deuda y fondos propios

(*mezzanine*); y en la Figura 7 se muestra un resumen de los proyectos APPs desarrollados a nivel mundial por medio de *PF* en el periodo 2009-2013, donde se confirman dos características importantes en este tipo de proyectos: alto apalancamiento y contratos de largo plazo.

Respecto a la deuda *mezzanine*, también llamada financiación entresuelo, tiene forma de deuda subordinada porque sus pagos están condicionados al pago de la deuda principal, esto hace que sea más arriesgado que la deuda principal pero menos que los recursos propios invertidos por los promotores; de esta manera el pago se realiza luego de pagar la deuda principal y antes de repartir dividendos (Mascareñas, 2011; Gatti, 2013). Estos recursos pueden ser proporcionados por promotores, inversionistas institucionales, fondos especializados e inclusive

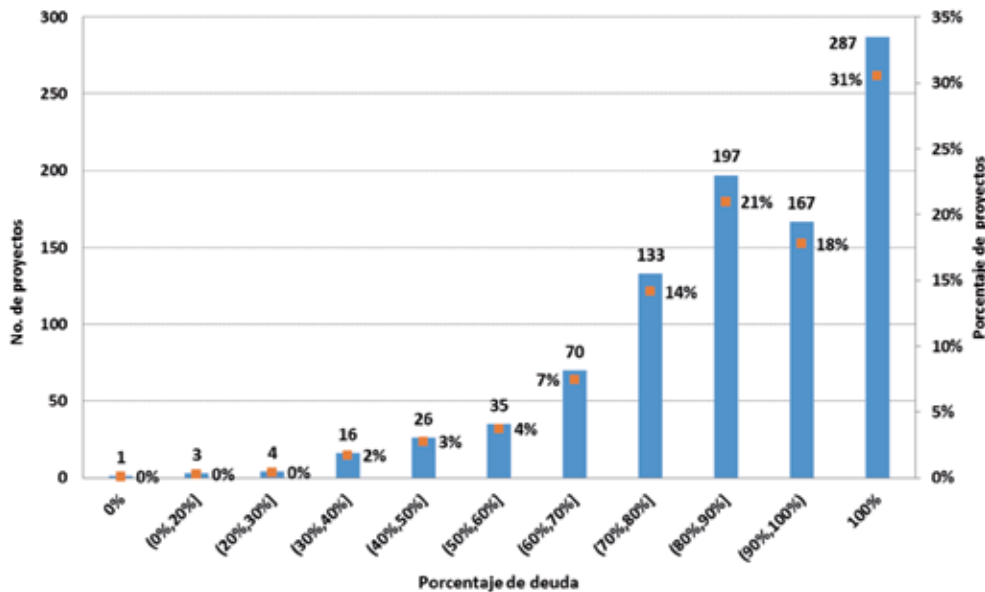


Figura 5: Porcentaje de financiación y número de proyectos APP desarrollados por medio de *PF* entre 2009 y 2013, basado en datos de Infrastructure Journal and Project Finance Magazine (2014)

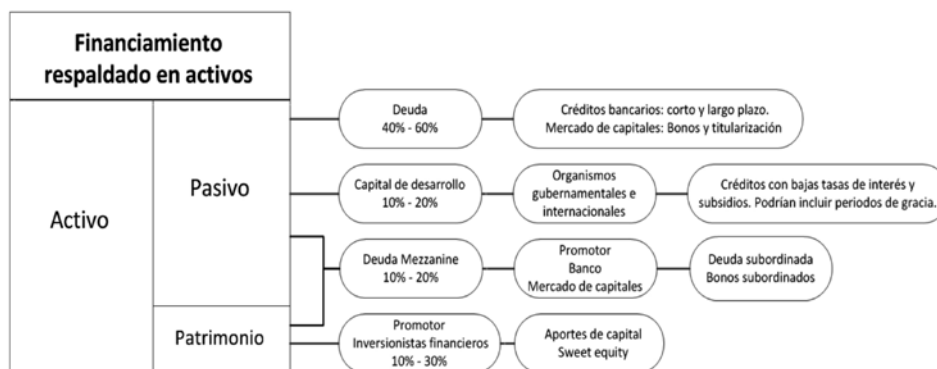


Figura 6: Fuentes de financiación de las APPs, basado en Svědik y Tetřevová (2012)

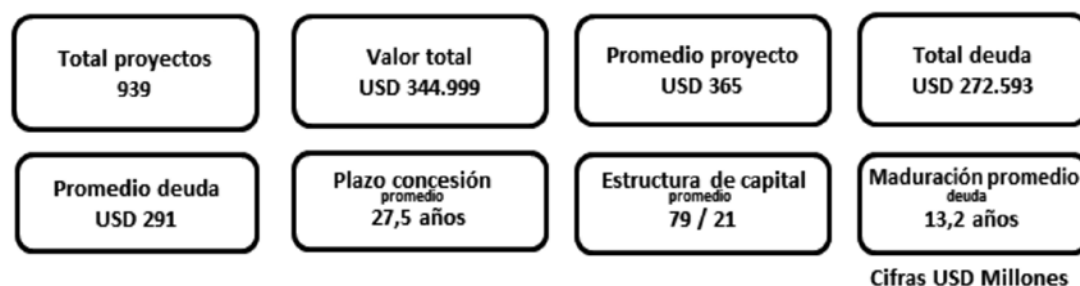


Figura 7: Resumen de proyectos APPs desarrollados por medio de PF en el periodo 2009-2013, basado en datos de Infrastructure Journal and Project Finance Magazine (2014)

organismos multilaterales (World Bank, 2014). Aunque son utilizados en otras formas de finanzas estructuradas no han sido usadas ampliamente en *PF* (Yescombe, 2007), lo cual abre un camino por explorar y encontrar estructuras que permitan diversificar las fuentes de fondo de los proyectos de infraestructura. Para Colombia, se convierte en una alternativa de financiación la cual deberá estar acompañado del desarrollo del mercado de capitales y el ingreso de inversionistas especializados, migrando así hacia nuevas formas de financiación.

Gestión de riesgos en PF

Demirag *et al.* (2011) argumentan que uno de los principales objetivos de los vehículos de inversión es reducir al mínimo los riesgos por medio de la cobertura con seguros y la transferencia a los subcontratistas, éstas son las estrategias más importantes para la gestión y mitigación de riesgos que utilizan las instituciones financieras participantes en transacciones que incluya *PF* y APPs (ver también Dixon *et al.*, 2005; Akintoye y Chinyio, 2005). Para lograr el éxito requerido en el *PF*, los riesgos del proyecto deben estar identificados y asignados entre las partes de manera adecuada, cuando esto no ocurre la ejecución resulta ineficiente; por esto es necesario que se asignen a la parte mejor preparada para administrarlos (Albújar, 2010). Para Mascareñas (1999), en el *PF* es esencial definir una metodología para sistematizar el estudio de riesgos, para lo cual propone:

1. Identificar los riesgos inherentes al proyecto o externos al mismo
2. Identificar alternativas de cobertura de riesgo
3. Y elaborar una matriz de riesgos donde se cuantifique el impacto potencial de los mismos y se determine las acciones a seguir

Para identificar los riesgos a los cuales están expuestos los proyectos de infraestructura, en la Tabla 3 se muestran según la etapa: planificación y diseño, construcción y explotación (operación). Como se observa en la Tabla 3, los proyectos independiente de la estrategia de financiación (*Corporate Finance* o *PF*), se enfrentan a una gran cantidad de riesgos; así la identificación, atribución y mitigación es indispensable para minimizar la probabilidad de fracaso y por ende no cumplir con las expectativas generadas por los promotores y/o financiadores. Respecto a los principales mecanismos de mitigación de riesgos Rozas *et al.* (2012) sugieren, por ejemplo, que el riesgo comercial o de demanda puede mitigarse con esquemas de garantía, donde el diseño e implementación aseguren el repago a las entidades bancarias, de manera que pueda reducir los costos financieros. Por otra parte, Aoust *et al.* (2000) recomiendan las siguientes asignaciones de los principales riesgos de acuerdo a la etapa.

Construcción

Sobrecosto y retraso: el promotor debe solicitar apoyo a expertos externos para llevar a cabo las tareas de supervisión y fiscalización de los recursos basados en el alcance de la infraestructura. Además garantizar los préstamos durante esta etapa y financiar los sobrecostos vía aumento de capital (aporte de recursos propios) o financiamiento temporal por los accionistas bajo la forma de deuda subordinada. De igual manera los prestamistas pueden extender la financiación otorgando líneas de préstamos contingentes que respeten el equilibrio entre el capital y la deuda prevista desde el principio.

Contrapartida: depende la calidad financiera del constructor y se puede cubrir con la emisión de fianzas de ejecución del contrato (*performance bonds*), cubriendo las penalidades

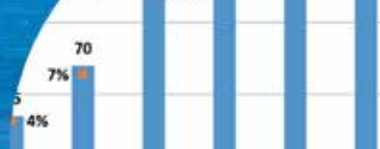


Tabla 3: Etapas y riesgos en proyectos de infraestructura, basado en Gatti (2013), Rebeiz (2012), Yescombe (2007), González (2006), Mascareñas (1999), Farquharson *et al.* (2011) y ANI (2012)

Preparación y Preconstrucción	Construcción	Operación
Político	Inflación	Político
Financiación	Político	Financiación
Infraestructura	Financiación	Expropiación
Corrupción	Disponibilidad de materias primas o mano de obra	Corrupción
Proponente	Quiebra de la compañía constructora	Tarifario
Medioambientales	Retraso, sobre costo	Legal
Diseño	Mayor costo por remuneración al personal	País
Fiscales	Disponibilidad del personal idóneo	Financiero: Tipo de interés, tipo de cambio y de liquidez, alteración de las condiciones de financiación
Viabilidad técnica y financiera	Medioambientales	Disponibilidad del personal idóneo
Predial	Expropiación	Administración: excesivo control por los financiadores.
Legal	Financiero: tipo de interés, tipo de cambio, cierre financiero o insolvencia del contratista	Medioambientales
Cierre financiero	Arqueológico	Desastres naturales
	Sociales	Terminación de contrato
	Infraestructura complementaria	Demanda
	Social	Insuficiencia de suministro
	País	Ineficacia en el equipo de dirección
	Legal	Social
	Falta de calidad en las obras	Mayores cantidades de obra o variación de precios en insumos para actividades de operación y mantenimiento
	Escasez de cualquier tipo de material y/o insumos	Aseguramiento
	Aseguramiento	Terminación anticipada
	Terminación anticipada	Geológico, climatológico y/o hidrológico
	Firmas y garantías	Redes de servicios públicos
	Geológico, climatológico y/o hidrológico	
	Redes de servicios públicos	

que se pueden presentar debido a retrasos o sobrecostos imputables al constructor.

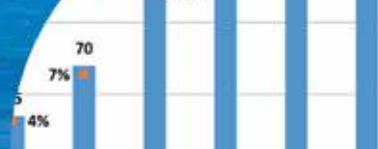
Tasa de interés: Puede cubrirse con una línea contingente establecida por los accionistas y prestamistas o por medio de coberturas con *swaps* de tipos de interés o *forward* de divisas.

Operación

Demanda: teniendo en cuenta los factores propios de cada proyecto, este riesgo se podría distribuir entre los accionistas, el operador y el Estado, éste último podría asegurar un adecuado nivel de tráfico o garantizar acuerdos

de compra en firme por medio de contratos *take or pay* u *off-takes*, los cuales son utilizados en proyectos de energía y agua.

Aumento de costos de operación: en primera instancia podrían asignarse al consorcio si el aumento del costo es responsabilidad del operador o concesionario, de esta manera no se sugiere asignarla a los usuarios dado que un aumento podría representar un obstáculo para el desarrollo de la APPs. En el caso que ocurra por un origen externo, se sugieren las fórmulas de subsidio otorgadas por la autoridad competente.



Riesgos indirectos permanentes en el entorno

Fuerza mayor: se deben aportar las mismas cláusulas de fuerza mayor en los diferentes contratos, esto no significa que el riesgo desaparece, pero hace posible establecer negociaciones que permitan encontrar soluciones, considerando que no es posible transferir todo el riesgo al sector privado.

Jurídicos: es necesario incluir en los contratos cláusulas de estabilidad del marco legal y reglamentario, así como posibilidad de renegociación o de reglamentación.

De acuerdo a lo anterior, si las cláusulas contractuales no están bien escritas (o los riesgos no están bien asignados) se reducirán los beneficios y la incidencia de los conflictos evidenciados en renegociaciones se incrementarán significativamente. Por tanto, un Estado sólido con políticas legales y fiscales estables son determinantes en la integralidad contractual (Guasch, 2014), lo cual es confirmado por Fay y Morrison (2006), indicando que “las renegociaciones pueden ser también consecuencia de contratos mal concebidos, de la debilidad de los reglamentos o de ambos factores, donde el mejor diseño de las concesiones desalentaría las renegociaciones innecesarias”. Para Colombia, el artículo 35 del decreto 1467 de 2012 el cual regula la Ley de APPs 1508 de 2012, establece que será la autoridad estatal competente la responsable de tipificar, estimar y asignar los riesgos asociados en los proyectos de APPs (Congreso de Colombia, 2012b), lo cual dependerá de las características propias del proyecto. Una vez identificados los principales riesgos, se debe realizar una matriz de riesgos que resuma las variables y su riesgo asociado, así como las estrategias o alternativas que podrían seguir en cada caso (Mascareñas, 1999). Adicionalmente Arias (2012) indica las principales características de los riesgos asociados en un PF (Tabla 4).

Bracey *et al.* (2006) indican que en los acuerdos para el desarrollo de proyectos, el sector público transfiere riesgos al sector privado por la gestión más eficiente que éste realiza, dado que tiene un incentivo para gestionarlos de manera eficiente e innovadora. Sin embargo, existe la tendencia natural del Estado en trasladar la mayor cantidad de riesgos al vehículo de inversión; por tanto, es necesario que exista un equilibrio en la repartición de riesgos para no atentar contra la viabilidad del proyecto (Albújar, 2010). Por su parte Jin *et al.* (2011) indican que compartir

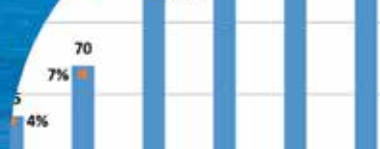
los riesgos en lugar de transferirlos y buscar un beneficio mutuo deben ser las principales características.

Tabla 4: Principales características de los riesgos asociados en un Project Finance, basado en Arias (2012)

Riesgo	Principal característica
Físicos	Aquellos fenómenos que afectan la construcción y explotación del proyecto
Tecnológicos	Cuando el uso de cierto instrumento afecta e impide la máxima producción del bien objeto del proyecto
De construcción	Demoras o incumplimientos en la fase de construcción y en consecuencia posterga la operación del proyecto.
De implementación	Es posible que las condiciones del contrato de concesión y de la licencia cambien, dándole a la entidad estatal el derecho a terminar la relación contractual o revocarla en términos inicialmente pactados.
Ambientales	Daños potenciales o actuales que la construcción y explotación del proyecto genere para el medio ambiente.
Político	Asociado con la inestabilidad del gobierno o del Estado, y corresponde a la posibilidad que las condiciones con las cuales se otorgó la licencia o se celebró el contrato se afecten por un cambio de políticas del Estado o por cambio de gobierno

Mecanismos de control usando PF

La importancia de los mecanismos de control y seguimiento por parte de los promotores, financiadores y el Estado, han llevado a utilizar indicadores que midan la capacidad del proyecto para pagar el servicio a la deuda y el cumplimiento de niveles de calidad y servicio de la infraestructura. Los principales mecanismos utilizados, en la práctica, por las instituciones financieras son la Razón de Cobertura del Servicio de la Deuda RCSD y la Razón de Cobertura de Vida del Préstamo RCVP (Borgonovoa *et al.*, 2010), los cuales miden la cobertura del flujo de caja libre respecto al servicio de la deuda. Éstos ayudan a evaluar la situación de impago, para lo cual Aragonés *et al.* (2009) afirman que en el PF la situación de impago sucede cuando determinados



indicadores que relacionan el pago de la deuda y los flujos del proyecto se encuentran por debajo de un determinado nivel, mientras que en modelos de evaluación de riesgo de crédito, como el KMV (Kecholfer, McQuown y Vasicek), el cual se basa en la teoría de opciones, se produce cuando el valor de los activos se sitúa por debajo del valor de la deuda. En el seguimiento al proyecto, para validar el cumplimiento de los indicadores o condiciones básicas del proyecto, se utilizan las cuentas auditadas del vehículo de inversión, de forma que las entidades financieras podrían exigir la expedición de certificados (López y García, 2005). En la Tabla 5 se presentan las RCSD y RCVP promedio utilizado en diferentes sectores (Gatti, 2013).

Tabla 5: RCSD y RCVP promedio por sectores (Gatti, 2013)

Sector	RCSD promedio	RCVP promedio
Energía		
• Productores independientes	2.00x – 2.25x	2.25x – 2.75x
• Con acuerdo de pago	1.50x – 1.70x	1.50x – 1.80x
• Mercados regulados	1.40x – 1.45x	1.40x – 1.45x
Transporte	1.35x – 1.50x	1.40x – 1.60x
Telecomunicaciones	1.35x – 1.50x	1.35x – 1.50x
Agua	1.20x – 1.30x	1.30x – 1.40x

Otros indicadores identificados en la literatura y utilizados en analizar la viabilidad financiera de proyectos de infraestructura son: valor presente neto, valor presente neto ajustado, tasa interna de retorno, tasa interna de retorno modificada, capacidad de autofinanciamiento, *ratio* de recursos propios en proyectos de riesgo (Iyer y Sagheer, 2012), y el valor presente neto desarticulado (*decoupled net present value*) (Espinoza y Morris, 2013). Por otra parte, el Estado requiere medir las condiciones pactadas respecto a la disponibilidad y calidad de la infraestructura, para ello determina de acuerdo a las características del proyecto y requerimientos de uso, indicadores que permitan monitorear y controlar las condiciones previamente acordadas (Yescombe, 2007), que garanticen la prestación del servicio con eficacia.

Morin (2014) argumenta que el diseño de buenos indicadores dependerá de la claridad que se tenga sobre lo que se quiere medir y éstos pueden estar en función de diferentes aspectos, tales como: disponibilidad, limpieza, número de estudiantes, nivel de tráfico, pacientes atendidos, número de ambulancias por kilómetro, entre

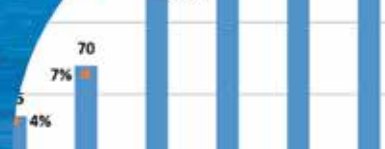
otros, los cuales dependerán del tipo de proyecto.

Para Colombia, los indicadores son definidos por la entidad estatal competente con el objetivo de medir el cumplimiento de la disponibilidad, estándares de calidad y nivel de servicio, los cuales previo cumplimiento de lo pactado tendrían el derecho a retribuciones por parte del Estado. De igual manera existirá un mecanismo de deducciones graduales en caso de no cumplirse lo pactado, los cuales estarán expresados en el contrato (Congreso de Colombia, 2012b). Estas retribuciones son llamadas Vigencias Futuras y representan las partidas que destina el Estado para el desarrollo de proyectos de infraestructura y que se entregarán previo cumplimiento de lo pactado en el contrato, estos recursos pueden ser como máximo el 30% en dólares, permitiendo al SPV diversificar las fuentes de fondo y así obtener créditos en dólares teniendo una cobertura natural respecto al tipo de cambio. Así mismo, para hacer seguimiento respecto a los niveles de servicio en los proyectos de infraestructura, Liu *et al.* (2014) proponen un sistema de gestión del desempeño (*Performance Management Systems PMS*), el cual consiste en una serie de indicadores basados en el ciclo de vida del proyecto, ofreciendo herramientas necesarias para tener el control del rendimiento en tiempo real, lo cual conlleva a la mejora de la calidad en el servicio.

APPs: participación privada en infraestructura pública

Para Grimsey *et al.* (2005), las APPs llenan el espacio entre los proyectos tradicionalmente realizados por el Estado y la privatización; además, afirman que no existe una definición única de APPs; según el país, el término puede cubrir una variedad de transacciones en las cuales el sector privado tiene el derecho de explotar por un período prolongado un servicio tradicionalmente de responsabilidad del sector público, incluyendo desde contratos de gestión a corto plazo (con poca o ninguna inversión de capital) o de concesión, que pueden incluir diseño y construcción, junto con la prestación de una serie de servicios o la financiación de la totalidad de la construcción y operación. La Tabla 6 presenta los principales aportes a la definición de APPs.

Las APPs denotan una interfaz moderna entre las autoridades públicas y las privadas, dado que tienen por objeto la ejecución de proyectos de infraestructura o de servicios públicos (Bovis, 2010), los cuales tienen



usualmente un plazo entre 20 y 30 años (Engel *et al.*, 2013). Tang *et al.* (2010) argumentan que las cuestiones culturales y políticas también deben abordarse en las APPs, dado que no pueden ser simplemente copia de un país a otro; adicionalmente, los entornos políticos, jurídicos y económicos apropiados son esenciales para las APPs; condición para desarrollarlas sin problemas.

Principales esquemas de APPs

De acuerdo con Vasallo *et al.* (2010) y Hoon *et al.* (2009), los esquemas de APPs se fundamentan en la asignación al sector privado de la prestación y/o provisión de diferentes servicios e infraestructura, los cuales se definen de acuerdo al alcance de sus funciones, en la Tabla 7 se describen los principales esquemas utilizados; en el nombre del esquema

se indica el acrónimo en inglés, los cuales son usados ampliamente.

Para Farquharson *et al.* (2011), las APPs son algunas veces confundidas con privatización; sin embargo, la privatización implica la permanente transferencia de un activo público al sector privado, mientras que las APPs implican una relación continua con el sector privado. Así, el motivo por el cual el sector privado comienza a participar en la provisión de infraestructura pública, se fundamenta en las limitaciones de endeudamiento del sector público, que no permite que la administración afronte todos los proyectos de inversión; el Estado no afronta la inversión directamente, sino que cede la construcción y explotación al sector privado, que recupera la inversión por medio de la explotación (González, 2006).

Tabla 6: Principales aportes a la definición de APP

Referencia	Definición
Pöll (2012)	Las APPs (Public-Private Partnerships) no es un modelo de financiación, sino un modelo contractual y de organización de largo plazo, entre el sector público y privado para la provisión de infraestructura, además de bienes y servicios.
Grimsey y Lewis (2002)	Acuerdo a largo plazo entre organismos de los sectores público y privado para la gestión de instalaciones de infraestructura
Banco Mundial (2014)	Afirma que no existe una definición aceptada de APPs; sin embargo, indica que hace referencia al acuerdo entre el sector público y privado, donde parte de los servicios o labores que son responsabilidad del sector público son suministrados por el privado, bajo un acuerdo de objetivos compartidos para el abastecimiento del servicio público o de infraestructura.
Congreso de Colombia (2012a)	Instrumento de vinculación de capital privado, que se materializa en un contrato entre una entidad estatal y una persona natural o jurídica de derecho privado, para la provisión de bienes públicos y de sus servicios relacionados, que involucra la retención y transferencia de riesgos entre las partes y mecanismos de pago, relacionados con la disponibilidad y el nivel de servicio de la infraestructura y/o servicio.
Comisión de las Comunidades Europeas (2004)	Formas de cooperación entre las autoridades públicas y el mundo empresarial, cuyo objetivo es garantizar la financiación, construcción, renovación, gestión o mantenimiento de infraestructura, o la prestación de un servicio.
Federal Highway Administration (2007)	Acuerdo contractual formado entre el sector público y socios del sector privado. Los acuerdos por lo general implican para una agencia del gobierno la contratación con una empresa privada para renovar, construir, operar, mantener y/o gestionar una instalación o sistema. Mientras el sector público por lo general conserva la propiedad de la instalación o red, la parte privada se le dará derechos de decisión adicionales para determinar cómo se completará el proyecto o tarea.

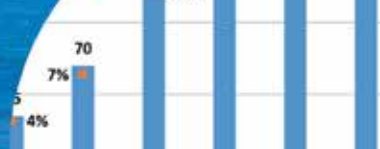


Tabla 7: Principales esquemas de APP (Vasallo e Izquierdo, 2010; Hoon *et al.*, 2009)

Esquema	Descripción
Operación y mantenimiento (OM)	El sector privado es responsable de todos los aspectos de operación y mantenimiento de la infraestructura.
Construir, operar y transferir (BOT)	El sector privado financia y construye la infraestructura, y explota el activo durante un período de tiempo, fijo o variable, acordado contractualmente, para luego transferirlo al Estado. Este es el mecanismo que más se utiliza en las concesiones de infraestructura pública financiadas por medio de la técnica de PF.
Construir, propietario, operar y transferir (BOOT)	Se diferencia del esquema anterior porque la propiedad del activo lo tiene el consorcio privado que lo explota, hasta el momento que lo transfiere al Estado. En algunos países la legislación considera que la infraestructura de interés general es pública, por lo que se impone que los activos sigan siendo propiedad de la administración, aunque se encuentren fuera del balance. Lo anterior impide que jurídicamente se pueda aplicar este esquema.
Construir, propietario, operar (BOO)	A diferencia del anterior, no hay transferencia de los activos al Estado. Este esquema se aproxima a la privatización del activo.
Diseñar, construir, financiar y operar (DBFO)	El nombre proviene del Reino Unido dentro de la Private Finance Initiative PFI, es parecido al segundo esquema, con la diferencia que el sector privado asume un rol más importante en el diseño. La propiedad de los activos permanece en la administración pública, por lo que debe remunerar al consorcio privado encargado de explotar el proyecto, habitualmente por medio del “peaje sombra”.

Principales ventajas y desventajas de las APPs

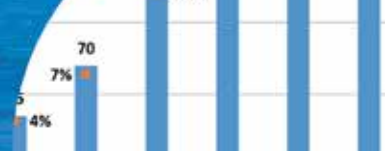
Una de las principales ventajas que justifica la elección de APPs es la agrupación o empaquetamiento de actividades entre los diferentes participantes, lo cual puede mejorar la eficiencia productiva (Engel *et al.*, 2010); permitiendo la expansión y mejora de la red de relaciones entre los participantes, con resultados como: economías de escala, reducción de costos de transacción, diversificación de riesgos y flexibilidad en el diseño del proyecto (Zhang *et al.*, 2013). Asimismo, Gómez *et al.* (2001) consideran que las ventajas para el sector público en el uso de APPs son:

- Agilizar el proceso de desarrollo de infraestructura
- Permite dirigir los fondos públicos hacia necesidades sociales, donde el sector privado no invertiría
- Transferir riesgos al sector privado
- Permitir, de forma políticamente aceptable, transformar la práctica de financiación vía impuestos, en financiación directa del usuario

Las ventajas de las APPs se fundamentan en los incentivos

que tiene el sector privado para generar eficiencia en el proyecto, para lo cual el Estado podría exigir índices de servicio que deberá cumplir; en caso contrario, se podrían aplicar las penalidades descritas en los contratos (Bravo, 2011), y así el Estado puede concentrarse en sus competencias básicas (Tang *et al.*, 2010). Esta ventaja se convierte en peligro cuando una empresa sin experiencia previa en proyectos similares recibe un contrato de APPs (Mouraviev y Kakabadse, 2012). Por otra parte, Hodge y Greve (2005) en la revisión crítica del funcionamiento y resultados en las APPs, indican que de acuerdo a los hallazgos presentados en evidencias empíricas, los costos y beneficios son limitados y mixtos; argumentan además, que las ventajas financieras y económicas son todavía objeto de debate. En consecuencia, las renegociaciones son objeto de estudio por las consecuencias derivadas de una deficiente planeación y estructuración de los proyectos, lo cual podría impactar los resultados esperados.

Para Xion y Zhang (2014) las renegociaciones son muy comunes en las APPs, y en la mayoría de las ocasiones los gobiernos indemnizan a los promotores por pérdidas; ellos consideran que los modelos más populares en proyectos



de infraestructura vial como mecanismos de renegociación son: ajuste del peaje, extensión del contrato y el subsidio anual o ajuste de pago. Además concluyen que el núcleo de los modelos de renegociación se basa en el análisis de flujo de caja, la previsión de la futura demanda de tráfico y los costes de operación y mantenimiento. En los estudios de casos realizado por Cruz *et al.* (2014), se demostró que el sector privado, por lo general, es el primero en iniciar un proceso de renegociaciones. Esto se debe a las expectativas no satisfechas, como por ejemplo previsiones de tráfico o la incapacidad del gobierno para cumplir con las obligaciones contractuales, como la obtención de permisos ambientales.

Respecto a las indemnizaciones por rescisión anticipada en las APPs, en especial de servicios públicos, Xiong *et al.* (2014) proponen dos enfoques basados en estrategias para mitigar el riesgo presentado en proyectos de largo plazo donde existe incertidumbre asociada en la demanda. El primero calcula la compensación basada en el costo y los ingresos acumulados antes de la fecha de terminación anticipada; y el segundo, en el valor de los flujos de caja descontados del tiempo que falta para terminar el contrato, los cuales tienen alta incertidumbre.

Renegociaciones en Latinoamérica: caso Colombia

Debido a la cantidad de contratos que conlleva una APPs y las consecuencias derivadas de seleccionar un esquema inadecuado, o no haber asignado de manera eficiente los riesgos y los beneficios, se podrían presentar renegociaciones en los contratos. Por ejemplo, para Vives *et al.* (2007) en Latinoamérica durante los años noventa el 40% de 796 contratos de concesiones de infraestructura fue renegociado, con un tiempo aproximado de renegociación de 2.2 años, lo cual es reafirmado por Guasch (2004), indicando que la alta incidencia de las renegociaciones debería ser motivo de preocupación, en vista de los costos agregados y las importantes pérdidas irreversibles perjudicando el bienestar general.

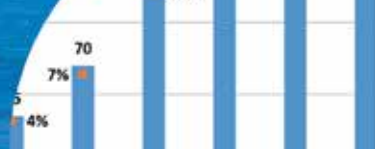
Por otra parte, Rozas *et al.* (2012) consideran que las renegociaciones podrían convertirse en un instrumento positivo y necesario cuando se refiere a algún aspecto no incluido originalmente en el contrato o cambios no previstos en las condiciones pactadas. Adicionalmente, Fay y Morrison (2006) indican que puede ser deseable tener algún

nivel de renegociación para remediar los problemas que susciten y mejoren el diseño de los contratos; sin embargo, el alto número de renegociaciones en Latinoamérica refleja la mentalidad de incumplimiento y un comportamiento abusivo, tanto del sector privado como del público, indicando que los operadores actúan de forma oportunista o los contratos se diseñan mal. Asimismo, Guasch (2014) considera que el desafío en las renegociaciones es mejorar el valor para todas las partes, incluidos los usuarios de los servicios, considerando además las posibles consecuencias fiscales por la modificación del contrato.

De acuerdo con Rozas *et al.* (2012), en la literatura especializada se señala el exceso de renegociaciones como uno de los principales problemas en el desarrollo de infraestructura, en la mayoría de los casos se asocia a la insuficiente preparación de estudios de demanda y costos, donde se pueda definir los estándares de calidad, los costos de inversión y operación, así como los plazos de recuperación de la inversión conforme a las tarifas establecidas.

De la misma manera, Fay y Morrison (2006) consideran que las renegociaciones son costosas, presentan desventajas financieras, perturban los servicios y disminuyen la credibilidad del modelo de las APPs, resaltando que cualquiera que sea la causa, las renegociaciones frecuentes son costosas. En consecuencia, para Guasch y Spiller (2001). éstas elevan el costo de capital porque los inversionistas exigirán una prima de riesgo en compensación del peligro que cambien las normas y la reglamentación, estimándola en un rango entre 2% y 6% según el país y sector.

Para el caso de Colombia, en el periodo 1993 a 2010 se presentaron 430 renegociaciones en 25 concesiones de carreteras, cifra superior comparándola con Chile y Perú que tuvieron 60 y 53 renegociaciones en 21 y 19 concesiones respectivamente (Guasch *et al.*, 2014). Adicionalmente, de acuerdo con Fay y Morrison (2006), un efecto de las renegociaciones en Colombia se evidencia en los enormes pasivos contingentes derivados de las garantías por parte del Estado, por ejemplo en niveles de demanda o de tipo de cambio, en las APPs (inicialmente llamadas Concesiones bajo la Ley 80), representaron según estimaciones el 4% del Producto Interno Bruto. De esta manera se considera que en muchos países de Latinoamérica se necesita fortalecer los procesos de elaboración y licitación de los contratos, con



el objetivo de proteger los acuerdos inicialmente pactados junto con el establecimiento de mecanismos adecuados de conciliación y arbitraje para resolver las posibles disputas. (Rozas *et al.*, 2012).

Por otro lado, siempre existirá una diferencia entre los valores estimados y reales, por esta razón la ley colombiana incorpora el concepto de Equilibrio Económico del Contrato, el cual establece que los contratos pueden ser renegociados cuando existan situaciones imprevistas que afecten significativamente la posición económica de las partes; sin embargo, para evitar los abusos y el detrimento patrimonial, se establecieron los siguientes límites contemplados en la Ley 1508 de 2012 (Fedesarrollo, 2012):

- Límite al aumento del valor del contrato: el artículo 13 establece que las adiciones o prórrogas no podrán superar el 20% sobre el valor del contrato originalmente pactado, el cual está determinado por el presupuesto estimado de inversión. En Chile y España corresponde al 15% y 20% respectivamente.
- Plazo concesión: el artículo 6 y 13 indican que las prórrogas en tiempo serán valoradas por la entidad estatal correspondiente y no podrán superar el 20% del valor del contrato ni los 30 años.
- Nivel de servicio: los hitos que requieran obras adicionales por valores superiores al 20% del presupuesto original, deben implicar un nuevo proceso de licitación. En el caso de Chile, corresponde al 5%.
- Tiempo de renegociación: el artículo 7 indica que solo se podrá renegociar adiciones o prórrogas después de los primeros tres años de vigencia del contrato y hasta antes de cumplir las primeras tres cuartas (3/4) partes del plazo inicialmente pactado en el contrato.
- Desequilibrio económico: el contrato debe fijar y definir el límite que establezca las renegociaciones con el fin de ajustarlo a los cambios, y en caso de disputas posteriores se deberá establecer un mecanismo eficaz de resolución de conflictos que impida el desarrollo del contrato. Una posible alternativa es el modelo de arbitramento de la Federación Internacional de Ingenieros Consultores FIDIC.
- Repago de la deuda: en caso que la calidad crediticia se perjudique por acciones del promotor o existan

cambios en el objeto del contrato, los tenedores de la deuda podrán exigir el repago acelerado. De igual manera, el artículo 30 establece que en caso de incumplimiento, los financiadores podrán continuar con la ejecución del contrato hasta su terminación.

Por lo anterior, si las condiciones de contratación están debidamente limitadas en términos de porcentajes, precios y oportunidades, y la incertidumbre del proyecto es reducida, aquellos proponentes que oferten precios bajos con el objetivo de renegociar, tendrían que asumir a expensas de sus utilidades, la diferencia entre su oferta y el costo real de la obra (Fedesarrollo, 2012). Así, el uso de APPs para reemplazar o complementar la prestación pública de la infraestructura es común en los últimos años; los gobiernos reducen el endeudamiento público y se benefician de la eficacia de la empresa privada (Meaney y Hope, 2012).

Resultados

Después de revisar la literatura científica Kayser (2013) y Tang *et al.* (2010) identifican varias categorías las cuales se podrían agrupar en cuatro áreas esenciales respecto al estado de la cuestión y la evolución de la investigación en APPs y *PF*, éstas ocupan la mayoría de publicaciones y proporcionan ideas relevantes para el diseño de futuros programas de investigación; en la Figura 8 se muestran las categorías agrupadas por áreas.

En esta misma línea, Kleimeier (1995) y Gatti (2013) argumentan que en el campo de las finanzas, la investigación en APPs y *PF* es todavía muy limitada en la academia, en los desarrollos teóricos y en la aplicación empírica. Así mismo, para resaltar la importancia de investigar acerca de éstos temas, Esty (2004) considera que las razones académicas se basan en la capacidad para realizar investigaciones en un entorno productivo e informativo; indica también que existen pocas publicaciones de trabajos sobre *PF*, así como textos de finanzas corporativas que lo incluyen dentro de las temáticas. Para Gatti (2013) existen cuatro diferentes corrientes relacionadas con el *PF* en la literatura:

1. Plantea la incorporación óptima de nuevos proyectos dentro del *vehículo de inversión*.
2. Concibe el *PF* como un subconjunto del mercado de

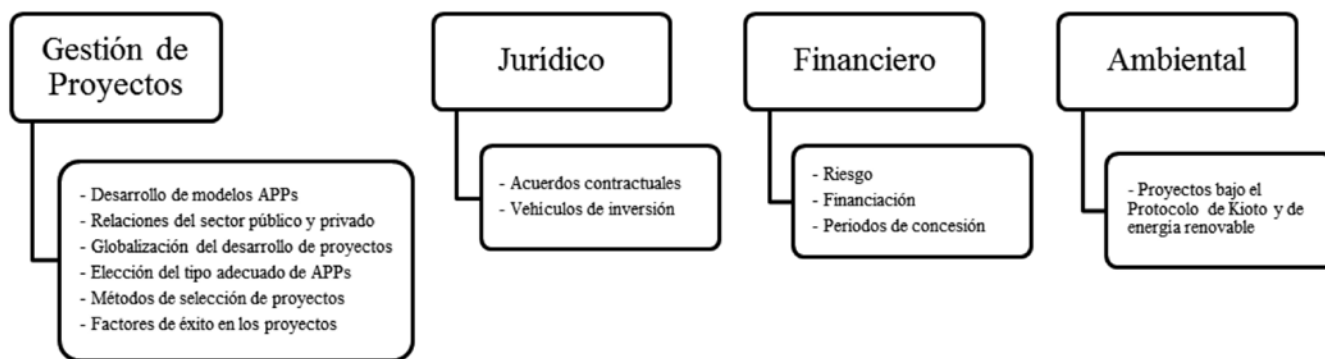


Figura 8: Áreas y categorías de investigación de PF y APPs, basado en Kayser (2013) y Tang et al. (2010)

créditos sindicados.

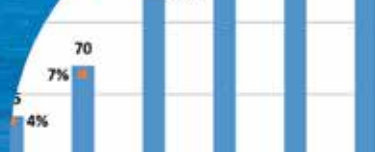
3. Aborda la relación entre el uso de los contratos financieros, la gestión del riesgo empresarial y la toma de decisiones financieras.
4. Y otra que analiza las APPs en comparación con los mecanismos tradicionales de contratación pública, donde el uso del *PF* como técnica de financiación es asociado frecuentemente.

Las razones para estudiar el APPs y *PF* se soportan en el potencial de desarrollo de nuevas teorías financieras, dado que existe un amplio margen en ese campo para realizar investigaciones de tipo descriptivo y cuantitativo, en especial en las economías en desarrollo, donde se presenta un desarrollo exponencial de proyectos de infraestructura (Esty, 2004). Considerando que existe una necesidad en identificar soluciones innovadoras y nuevos enfoques para la financiación y ejecución de las inversiones, ésto puede significar la identificación de nuevas formas de mezclar diferentes instrumentos de financiación con enfoques que ayuden a cerrar la brecha de la viabilidad financiera por medio de la creación de mecanismos más innovadores (World Bank, 2012).

Por tanto, el estudio de grandes proyectos de infraestructura tiene la capacidad de generar una visión académica que contribuya a mejorar la práctica actual (Esty, 2004); donde la identificación exacta del efecto de la eficiencia del *PF* y las APPs en el sector de infraestructura, ofrece una vía pertinente para futuras investigaciones (Kleimeier *et al.*, 2010). Considerando además que las APPs desde un punto de vista teórico no se han estudiado ampliamente y necesitan una teoría de acuerdos público-privados que está en proceso de construcción (Saussier, 2013),

y que a pesar de la creciente importancia internacional del *PF* para financiar proyectos a gran escala, hay una escasez de estudios en esta área (Girardone y Snaith, 2011). Adicionalmente, Hinojosa (2009) propone futuras investigaciones para desarrollar la definición y valoración de las opciones reales de infraestructura en contratos de largo plazo para APPs. Lo cual es apoyado por Martins *et al.* (2013), indicando que “las opciones reales surgen debido a la necesidad de un nuevo enfoque para la gestión de infraestructuras y la valoración, ya que el método de flujo de caja descontado no permite captar el valor de la flexibilidad, que preferiblemente debe ser incorporado en cualquier proyecto de infraestructura; así la importancia en el campo de la infraestructura está despertando el interés de muchos gerentes”. De acuerdo con Hinojosa (2010), la mayoría de las investigaciones en finanzas corporativas en los últimos 40 años se han centrado en estudiar el teorema de Modigliani y Miller, el cual relaciona bajo ciertas condiciones la irrelevancia de la estructura financiera respecto al valor de la empresa; pero en el caso del *PF*, ésta sí importa, considerando que la deuda y los aportes de capital por parte de los promotores tienen efectos en las decisiones de inversión, generando interés para futuras investigaciones en términos teóricos y prácticos.

Respecto a la teoría de agencia y su aplicación en el *PF*, Jensen y Meckling (1976) y Jensen (1986) argumentan que “a nivel empírico, el *PF* provee un soporte importante para el estudio de teoría de agente principal en la estructura de capital en presencia de contratos incompletos, como es el caso general de los APPs”. Por otra parte, el incumplimiento de las garantías exigidas en los contratos de proyectos de infraestructura y enunciando líneas de investigaciones futuras sobre la estructura financiera del *PF*, Rosillo *et*



al. (2012) consideran necesario agregar restricciones en la programación matemática de la estructura financiera, indicando que “las Cadenas de Markov, dado el carácter estacionario de las probabilidades, y la programación dinámica como instrumento optimizador serían elementos importantes que darían más robustez al modelo”. Igualmente Cruz *et al.* (2014) consideran que un aspecto crítico para el éxito de los acuerdos en APPs es la renegociación de los contratos, señalando que se requiere más evidencia empírica para proporcionar a los académicos y profesionales una mejor comprensión de las cuestiones abordadas.

Por último, Kleimeier (1995) indica que el *PF* es un campo abierto para los investigadores académicos y lo recomienda para cualquier investigador interesado en las finanzas; sugiere además, extender los estudios sobre modelos óptimos de estructura de capital y la comprobación empírica de sus consecuencias e investigaciones sobre los modelos de préstamos.

Comentarios finales

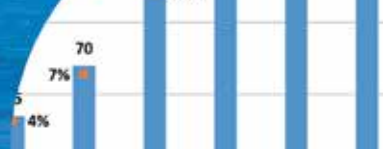
Se ha determinado la relación entre el *PF* y las APPs, lo cual pone de manifiesto la importancia en el desarrollo de proyectos de infraestructura, identificando la interacción conjunta para la provisión de infraestructura pública. El primero como técnica de financiación de proyectos, la cual tiene como principio servir de herramienta para la gestión de riesgos, y el segundo como mecanismo de vinculación del sector privado. La importancia de la banca multilateral como uno de los principales financiadores y medio para la gestión del riesgo político deriva en la sindicación de créditos que incentivan la participación de la banca local, lo cual motiva la reducción en el costo de financiación.

Debido a los altos costos de transacción que se presentan en los proyectos desarrollados por medio de *PF*, el no cumplir con las condiciones de disponibilidad y nivel de servicio tendrían un impacto negativo, en términos de rentabilidad. Por tanto, es deber de los desarrolladores de proyectos tener un estricto control de los costos asociados en la estructuración y además cumplir lo pactado con el Estado referente a disponibilidad y nivel de servicio, considerando que si el proyecto tiene aprobado Vigencias Futuras éstas podrían disminuir por el incumplimiento, afectando los recursos proyectados. Igualmente, para el

Estado representa tener los mecanismos y la capacidad institucional necesaria para monitorear el cumplimiento, estableciendo parámetros para el desarrollo de la función social de la infraestructura y la fiscalización de los recursos públicos.

A partir de la revisión de la literatura especializada y la situación actual en Colombia se identifican diferentes líneas de investigación que sirven para promover investigaciones cualitativas y cuantitativas que aumenten el acervo de conocimiento y permitan disminuir la distancia entre la teoría y la práctica, las cuales permitan tener elementos de análisis y discusión de la realidad del desarrollo de proyectos de infraestructura en Colombia:

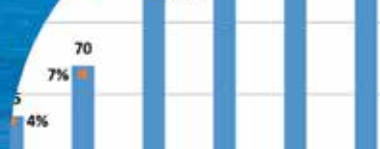
- Créditos sindicados: evaluar el impacto de la sindicación de créditos en el desarrollo de proyectos de infraestructura
- Comisiones: medir el impacto de las comisiones generadas por la sindicación de créditos y asesores externos en la rentabilidad y éxito del proyecto.
- Vehículo de inversión: caracterizar los Patrimonios Autónomos como vehículos de inversión, indicando el estado del sector fiduciario.
- Derivados: evaluar el uso e impacto de las coberturas financieras en proyectos de infraestructura.
- Opciones reales: evaluación de proyectos de infraestructura con opciones reales.
- Tasa de descuento: construcción de la tasa de descuento para evaluar proyectos de infraestructura.
- Renegociación de contratos: evidencias empíricas de los motivos que inducen a las renegociaciones.
- Gobierno corporativo: relación del gobierno corporativo con los diferentes esquemas de APPs.
- Financiación: evaluar los bonos de proyectos (*project bonds*) como instrumento financiero para fortalecer el mercado de capitales y financiar proyectos de infraestructura.
- Fondos de pensiones: creación de mecanismo que incentiven la financiación de proyectos de infraestructura, con foco especial en Colombia.
- Fondos de capital privado: medir el impacto en la financiación de proyectos de infraestructura.



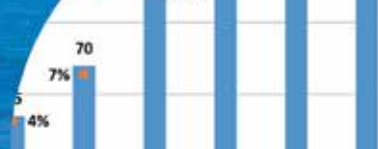
- Banca multilateral: efecto del financiamiento por medio de la banca multilateral y su impacto en la gestión del riesgo y costo financiero.
- Indicadores de servicio: caracterizar los principales mecanismos utilizados para medir la bondad de los servicios prestados en los proyectos de infraestructura.
- Esquema APPs: metodologías para seleccionar el tipo de esquema óptimo de acuerdo al tipo de proyecto.
- Calificación de riesgo: explorar y caracterizar las metodologías utilizadas por las firmas calificadoras para el establecimiento de la calificación de proyectos de infraestructura.

Referencias

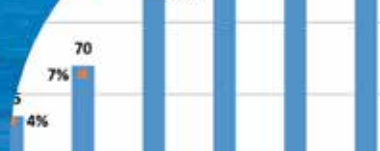
- ANI Agencia Nacional de Infraestructura de Colombia (2012). Matriz de riesgos. http://www.ani.gov.co/sites/default/files/matriz_de_riesgos_0.pdf
- Albújar, A. (2010). El Project Finance: Una técnica para viabilizar proyectos de infraestructura. Documento de trabajo No. 27. Universidad ESAN, Lima.
- Akintoye, A. and Beck, M. (2009). *Policy, Finance & Management for Public-Private Partnerships*. Wiley-Blackwell
- Akintoye, A. and Chinyio, E. (2005). Private Finance Initiative in the healthcare sector: trends and risk assessment. *Engineering, Construction and Architectural Management* 12(6), 601–616
- Alonso-Conde, A., Brown, C. and Rojo-Suarez, J. (2007). Public private partnerships: Incentives, risk transfer and real options. *Review of Financial Economics* 16(4), 335–349
- Aoust, J.M., Bennett, T.C. et Fiszelson, R. (2000). L'analyse et le partage des risques, clé de la réussite d'un partenariat public-privé. Financement des infrastructures des services collectifs. Le recours au partenariat public-privé, Presses des Fonts et Chaussées, Paris
- Aragonés, J., Blanco, C. and Iniesta, F. (2009). Modelización del riesgo de crédito en proyectos de infraestructura. *Innovar* 19(35), 65–80
- Arias, L. (2012). Perspectiva legal de la financiación de proyectos "Project Finance" y el manejo del riesgo. *Revista Derecho Privado* 23, 211–243
- Banco Mundial. (2014). ¿Qué son las asociaciones público-privadas? . <http://ppp.worldbank.org/public-private-partnership/es/asociaciones-publico-privadas/definicion>
- Borgonovoa, E., Gatti, S. and Peccati, L. (2010). What drives value creation in investment projects? An application of sensitivity analysis to project finance transactions. *European Journal of Operational Research* 205, 227–236
- Bovis, C. (2010). Public-private partnerships in the 21st century. *ERA Forum* 11(3), 379–398
- Bracey, N. and Moldovan, S. (2006). Public-Private Partnerships: Risk to the public and private sector. In *6th Global Conference on Business and Economics*. Harvard University Symposium
- Bravo, S. (2011). Best practice in PPPs Financing. In *Best practice in PPPs Financing. Financing Public-Private Partnerships – Best Practices in Latin America*. World Bank Institute and Public-Private Infrastructure Advisore Facility Symposium. Washington DC
- Comisión de las Comunidades Europeas (2004). Libro verde sobre la colaboración público-privada y el derecho comunitario en materia de contratación pública y concesiones.
- Congreso de Colombia (2012a). Ley 1508 de 2012: Por la cual se establece el regimen jurídico de las Asociaciones Público-Privadas. Diario Oficial.
- Congreso de Colombia (2012b). Decreto 1467 de 2012. Por la cual se reglamenta la Ley 1508 de 2012. Diario Oficial.
- Cruz, C., Marques, R. and Cardoso, P. (2014). Empirical Evidence for Renegotiation of PPP Contracts in the Road Sector. *Journal of Legal Affairs and Dispute Resolution in Engineering and Construction* 6, 05014003–9
- Demirag, I., Khadaroo, I., Stapleton, P. and Stevenson, C. (2011). Risks and the financing of PPP: Perspectives from the financiers. *The British Accounting Review*, 43(4), 294–310
- Dixon, T., Pottinger, G. and Jordan, A. (2005). Lessons from the private finance initiative in the UK: benefits, problems and critical success factors. *Journal of Property Investment & Finance* 23(5), 412–423
- DNP Departamento Nacional de Planeación de Colombia (2014). Informe trimestral del Registro Único de Asociaciones Público-Privadas (RUAPP). Boletín Núm. 2.



- DNP Departamento Nacional de Planeación de Colombia (2011a). Guía de buenas prácticas para la ejecución de proyectos de Asociación Público-Privada.
- DNP Departamento Nacional de Planeación de Colombia. (2011b). Plan Nacional de desarrollo 2010-2014. Prosperidad para todos.
- Durán, R. (2006). *Project finance y emisión de títulos: dos alternativas de financiación*. Editorial y Comunicaciones Universidad Santo Tomas
- Engel, E., Fischer, R. and Galetovic, A. (2010). The economics of infrastructure finance: Public-Private Partnerships versus public provision. *EIB PAPERS*, 40–68
- Engel, E., Fischer, R. and Galetovic, A. (2013). The basic Public Finance of Public-Private Partnerships. *Journal of the European Economic Association* 11(1), 83–111
- Espinoza, D. and Morris, J. (2013). Decoupled NPV: a simple, improved method to value infrastructure investments. *Construction Management and Economics* 31(5), 471–496
- Esquivel, F. (2013). Lineamientos para diseñar un estado de la cuestión en investigación educativa. *Revista Educación* 37(1), 65–87
- Esty, B. (2000). Big deals: financing large-scale investments. *Working Knowledge: A Report on Research at Harvard Business School* 4(2)
- Esty, B. (2003). The Economic Motivations for Using Project Finance. Working Paper. Boston: Harvard University.
- Esty, B. (2004). Why study large projects? An introduction to research on project finance. *European Financial Management* 10(2), 213–224
- Esty, B. and Christov, I. (2002). An overview of Project Finance -2002 Update. Working Paper. Boston: Harvard University.
- Farquharson, E., Torres de Mästle, C., Yescombe, E. R. and Encinas, J. (2011). *How to Engage with the Private Sector in Public-Private Partnerships in Emerging Markets*. World Bank
- Fay, M. and Marrison M. (2006). Infrastructure in Latin America and the Caribbean. Recent Developments and Key Challenges, Washington, D.C., World Bank. CEPAL
- Federal Highway Administration (2007). User Guidebook on Implementing Public-Private Partnerships for Transportation Infrastructure Projects in The United States.
- Fedesarrollo (2012). Tendencia económica. Actualidad: Infraestructura de transporte en Colombia: ¿Luz al final del túnel?
- Gatti, S. (2013). *Project Finance in Theory and Practice: Designing, Structuring, and Financing Private and Public Projects*. Elsevier. 2nd
- Ghersi, H. and Sabal, J. (2006). An introduction to project finance in emerging markets. Estudio IESA No. 29. Working Paper. Caracas: IESA.
- Girardone, C. and Snaith, S. (2011). Project finance loan spreads and disaggregated political risk. *Applied Financial Economics* 21(23), 1725–1734
- Gómez, D. and Jurado, J. (2001). Financiación global de proyectos: Project finance. ESIC Editorial
- González, J. (2006). La financiación de la colaboración público-privada: El «Project Finance». *Presupuesto y Gasto Público* 45(4), 175–185
- Grajales, D. (2012). Estimaciones de valor en grandes proyecto de infraestructura. *IV Simposio Internacional de Economía y Finanzas*, Universidad EAFIT, Medellín, Colombia
- Grimsey, D. and Lewis, M. (2002). Evaluating the risks of public private partnerships for infrastructure projects. *International Journal of Project Management* 20(2), 107–118
- Grimsey, D. and Lewis, M. (2005). Are public private partnerships value for money?. *Accounting Forum* 29(4), 345–378
- Guasch, J.L. (2014). APPs: Experiencia internacional. Mejores prácticas, oportunidades y desafíos. Curso Análisis costo beneficio para Asociaciones Público-Privadas.
- Guasch, J.L., Benitez, D., Portabales, I. and Flor, L. (2014). The renegotiation of PPP Contracts: An overview of its recent evolution in Latin America. International Transport Forum.
- Guasch, J. L. (2004). *Concesiones en infraestructura: cómo hacerlo bien. práctico*. World Bank, 5^{ta} edición
- Guasch, J. L. and Spiller, P. (2001). Managing the regulatory process: design, concepts, issues and the latin American Caribbean Story. World Bank.
- Gutiérrez, M. y Bielenberg, G. (2009). Project Finance. Principios y Aplicaciones. En *Latin Finance, Cumbre de la Infraestructura y Finanzas Sub-soberanas*. Banco Interamericano de Desarrollo, Ixtapan de la Sal, México



- Hinojosa, S. (2009). Opciones reales en inversiones públicas: Un eslabón que faltaba. Revisión de literatura y enfoque conceptual. Documento de trabajo No. 21. Working Paper. Lima: Universidad ESAN.
- Hinojosa, A. (2010). Un indicador de elegibilidad para seleccionar proyectos de Asociaciones Público-Privadas en infraestructura y servicios.
- Hodge, G. and Greve, C. (2005). Introduction. En G. Hodge and C. Greve (Eds.), *The Challenge of Public-Private Partnerships: Learning From International Experience*. Edward Elgar
- Hoon, Y., Chih, Y. and Ibbs, C. (2009). Towards a comprehensive understanding of public private partnerships for infrastructure development. *California Management Review* 51(2), 51–78
- Iyer, K. and Sagheer, M. (2012). Optimization of Bid-Winning Potential and Capital Structure for Build-Operate-Transfer Road Projects in India. *Journal of Management in Engineering* 28(2), 104–113
- Jensen, M. (1986). Agency Cost of Free Cash Flow, Corporate Finance and Takeovers. *American Economic Review* 76(2), 323–329
- Jensen, M. C. and Meckling, W. (1976). Theory of the Firm: Managerial Behavior, Agency Costs and Ownership Structure. *Journal of Financial Economics* 3, 305–360
- Jin, X.-H. and Zhang, G. (2011). Modelling optimal risk allocation in PP projects using artificial neural networks. *International Journal of Project Management* 29(5), 591–603
- Kayser, D. (2013). Recent Research in Project Finance-A Commented Bibliography. *Procedia Computer Science* 17, 729–736
- Kleimeier, S. (1995). Limited and Norecourse. Project Finance: a Survey. *Estudios de Administración* 2(1), 27–67
- Kleimeier, S. and Versteeg, R. (2010). Project finance as a driver of economic growth in low-income countries. *Review of Financial Economics* 19(2), 49–59
- Liu, J., Love, P., Davis, P., Smith, J. and Regan, M. (2014). Conceptual Framework for the Performance Measurement of Public-Private Partnerships. *Journal of Infrastructure Systems*, 04014023.
- López, J. and García, P. (2005). *Finanzas en el mundo corporativo. Un enfoque práctico*. McGraw Hill
- Martins, J., Marques, R. and Cruz, C. (2013). Real Options in Infrastructure: Revisiting the Literature. *Journal of Infrastructure Systems*, 04014026
- Mascareñas, J. (2011). Fusiones, adquisiciones y valoración de empresas. ECOBOOK
- Mascareñas, J. (1999). *Innovación Financiera: Aplicaciones para la gestión empresarial*. McGraw-Hill
- Molina, H. y Del Carpio, J. (2004). Financiamiento de Inversiones mediante el Project Finance. *Revista de la Facultad de Ingeniería Industrial* 7(2), 76-82
- Morin, E. (2014). Regulación de niveles de servicio. Las Asociaciones Público-Privadas para el desarrollo de infraestructura y servicios. PIAPPEN, México
- Mozzoro, M. and Gasiorowski, P. (2008). Optimal Capital Structure of Public-Private Partnerships (No. 08/1). IMF Working Papers. International Monetary Fund
- Mouraviev, N. and Kakabadse, N. (2012). Conceptualising public-private partnerships: A critical appraisal of approaches to meanings and forms. *Society and Business Review* 7(3), 260–276
- Perroti, D. and Sánchez, R. (2011). La brecha de infraestructura en América Latina y el Caribe. CEPAL - Serie Recursos naturales e infraestructura N° 153.
- Pöll, E. (2012). Public Real State. *Understanding German Real Estate Markets*. Edited by T. Just and W. Maennig. Berlin: Springer
- Rebeiz, K. (2012). Public-Private Partnership Risk Factors in Emerging Countries: BOOT Illustrative Case Study. *Journal of Management in Engineering* 28(4), 421–428
- Rozas, P., Bonifaz, J. and Guerra-García, G. (2012). El financiamiento de la infraestructura. Propuestas para el desarrollo sostenible de una política sectorial. Naciones Unidas. CEPAL.
- Rosillo, J. y Perdono, J. (2012). Modelo de programación matemática para determinar la estructura financiera óptima en inversiones financiadas mediante Project Finance. *XII International Finance Conference, Universidad EAFIT, Medellín, Colombia*
- Saussier, S. (2013). Public-private partnerships. *Journal of Economic Behavior & Organization* 89, 143–144



Suárez, J. (1993). Project Finance: Financiación de un Parque Eólico. Caso de estudio. IESE Business School Universidad de Navarra.

Svědík, J. and Tetřevová, L. (2012). Financing and Mezzanine Capital in the Context of PPP Projects in the Czech Republic. *Recent Research in Business and Economics*, WSEAS Press, 113–117

Tang, L., Shen, Q. and Cheng, E. (2010). A review of studies on Public–Private Partnership projects in the construction industry. *International Journal of Project Management* 28(7), 683–694

The Economist Intelligent Unit (2013). Evaluando el entorno para las Asociaciones Público-Privadas en América Latina y el Caribe. Infrascopes 2012

Thomson, C., Goodwin, J. and Yescombe, E. R. (2005). Evaluation of PPP projects financed by the EIB. European Investment Bank.

Vasallo, A.M. (2012). El sector de construcción y obras públicas: la necesidad de nuevos modelos de financiación. *Revista de Obras Públicas* 159(3537), 77–92

Vasallo, J.M. and Izquierdo, R. (2010). Infraestructura pública y participación privada. Conceptos y experiencias en América y España. Corporación Andina de Fomento CAF

Vega, L. (2008). El “Project Finance” (I/II) Conceptos básicos. *Revista de La Asociación de Ingenieros I.C.A.I.*, LXXXV(IV), 61–65

Vives, A. Paris, A. y Benavides, J. (2007). Estructuración financiera de proyectos de infraestructura en asociaciones público-privadas: Una aplicación a proyectos de agua y saneamiento. Banco Interamericano de Desarrollo.

World Bank (2014). Sources of Financing. <http://ppp.worldbank.org/public-private-partnership/financing/sources#mezzanine>

World Bank (2012). Green Infrastructure Finance: Framework Report. World Bank. <https://openknowledge.worldbank.org/handle/10986/9367>

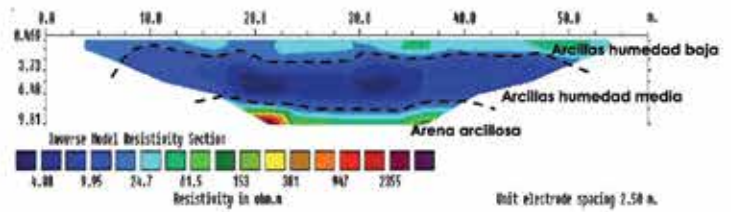
Xiong, W. and Zhang, X. (2014). Concession Renegotiation Models for Projects Developed through Public-Private Partnerships. *Journal of Construction Engineering and Management* 140(5), 04014008

Yescombe, E. R. (2007). *Public-Private Partnerships: Principles of Policy and Finance*. Elsevier

Zhang, X. and Chen, S. (2013). A systematic framework for infrastructure development through public private partnerships. *IATSS Research* 36(2), 88–97

Zhang, Z. and Durango-Cohen, P. (2012). A strategic model of public-private partnerships in transportation: Effect of taxes and cost structure on investment viability. *Research in Transportation Economics* 36(1), 9–18

Tomografía Eléctrica, caracterización de sitios



Auscultación Geotécnica, Proyecto Edificio Centro Costanera



OITEC Geotecnia



OITEC Hidráulica



OITEC Topografía



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





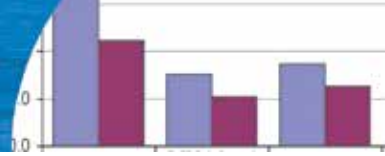
Ensayos in situ y de laboratorio

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

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

- Compresión prismática
- Extracción de testigos
- Flexotracción
- Ultrasonido





Evaluating the effectiveness of signal timing optimization based on microscopic simulation

Evaluación de la efectividad de la programación óptima de semáforos basada en simulación microscópica

Fecha de entrega: 30 de octubre 2014
Fecha de aceptación: 12 de diciembre 2014

Patricio Álvarez¹ and Mohammed A. Hadi²

¹ Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío-Bío, Av. Collao 1202, Casilla 5-C, Concepción, Chile, palvarez@ubiobio.cl

² Lehman Center for Transportation Research, Department of Civil and Environmental Engineering, College of Engineering and Computing, Florida International University, 10555 W. Flagler Street, EC 3605, Miami, USA, hadim@fiu.edu

Previous studies have shown that there are inconsistencies between the assessments of signal timing plans based on the results of optimization tools that use macroscopic simulation models and the assessments of the same plans based on microscopic simulation models. The studies show that the signal timing plans, identified to be optimal by the optimization tools, are determined to be not optimal and sometimes do not perform well according to microscopic simulation assessments. However, no attempts have been made in previous studies to determine the reasons behind these inconsistencies. This paper investigates whether adjusting the parameters of the macroscopic simulation models to correspond to the calibrated microscopic simulation model parameters can reduce the above mentioned inconsistencies. The results show that adjusting the values of platoon dispersion parameters, coded cruise speeds, and saturation flow rates in the macroscopic simulation models can have significant impacts on the performance of the signal timing plans as assessed by microscopic simulation.

Estudios previos han señalado que existen inconsistencias en los programas de optimización a implementar en redes controladas por semáforos dependiendo si dichos programas han sido obtenidos por medio del uso de modelos de simulación macroscópicos o microscópicos. En esos estudios además se indica que los programas de operación que típicamente se identifican como óptimos usando modelos de optimización macroscópicos, no necesariamente presentan un comportamiento óptimo cuando se implementan y prueban en modelos microscópicos de simulación de tráfico. Pese a esto, no existen registros en la literatura que investiguen las razones detrás de dichas inconsistencias. En este trabajo se investiga si al ajustar los parámetros del modelo de simulación macroscópico, de tal forma de representar de mejor forma los parámetros del modelo microscópico, se pueden reducir las inconsistencias entre ambos enfoques de modelación. Los resultados indican que ajustar los parámetros del modelo de dispersión de pelotones, las velocidades medias de operación y los flujos de saturación en el modelo de simulación macroscópico, tiene impactos significativos en la optimalidad de los planes propuestos al ser implementados y probados en modelos de simulación microscópicos.

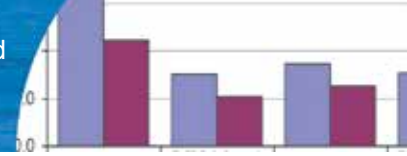
Keywords: simulation models, optimization models, traffic models, traffic signals

Palabras claves: modelos de simulación, modelos de optimización, modelos de tránsito, señales de tránsito

Introduction

Signal timing optimization programs have been developed to identify the optimal timing plans to minimize delays, stops, and fuel consumptions and/or to maximize

progression opportunities between signals. The family of models TRANSYT-7F Traffic Network Study Tool Version 7 (Hale, 2006), PASSER Progression Analysis and Signal System Evaluation Routine (Chaudry *et al.*, 1988),



and SYNCHRO (Hush and Albeck, 2006) are examples of existing commercially available signal timing optimization programs.

Signal timing optimization programs have used macroscopic simulation models and/or analytical mathematical relationships to assess the values of the objective functions during the optimization process. Previous studies have attempted to evaluate the effectiveness of the resulting timing plans using microscopic simulation tools like CORSIM Corridor Simulator (FHWA, 1997). These studies show that signal timing plans, identified to be optimal by the optimization tools, are determined to be not optimal and sometimes do not perform well according to microscopic simulation model assessments. Park *et al.* (2001) investigated the extent to which TRANSYT-7F optimized signal timing plans for a nine intersection arterial street appeared to be close to the optimal plans when evaluated in CORSIM. CORSIM was calibrated based on the observed maximum queue lengths at key intersections in the field. The optimal plans in TRANSYT-7F were obtained based on measures of performance that are directly comparable with those provided by CORSIM, namely delay, fuel consumption, percent stops, queue time and throughput. Twelve optimization strategies (objective functions) in TRANSYT-7F were tested to produce the optimized plans. Considerable differences were observed between TRANSYT-7F and CORSIM assessments of the performance of the optimal plans.

Ruphail *et al.* (2006) used CORSIM simulation results to evaluate the performance of timing plans optimized using TRANSYT-7F for a nine intersection arterial system compared to the plans obtained using a Genetic Algorithm GA in combination with CORSIM simulation of the alternative solutions during the optimization. The study found that the CORSIM-based GA optimization consistently outperformed TRANSYT-7F optimization.

Stevanovic and Martin (2006) examined the performance of aging signal timing plans for an uncongested hypothetical network. TRANSYT-7F and SYNCHRO were used in the optimization and three different simulation tools were used in the microscopic simulation. The study also investigated the performance of timing plans obtained using direct optimization in microscopic simulation using the CORSIM-based GA optimization approach. All programs

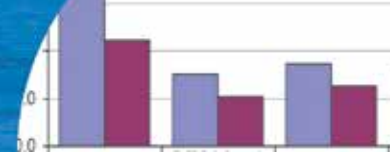
were utilized with the default settings of their parameters. The results indicated systematically inconsistent outcomes for most of the optimization and microscopic simulation program combinations. Additionally, the direct optimization using GA in CORSIM did not generate significantly better timing plans than those obtained using TRANSYT-7F and SYNCHRO.

Previous studies have not attempted to determine the reasons behind the inconsistencies between optimization and microscopic simulation tool results. One of the main reasons for the inconsistencies is expected to be the differences in the arrival and departure traffic patterns at the signalized intersections as assessed by the microscopic and macroscopic simulation models. These differences could be related to the values used for the macroscopic and microscopic model parameters such as lost time, saturation flow rate/time headway, speed, gap acceptance parameters, and platoon dispersion parameters. This study investigates whether adjusting the macroscopic simulation model parameters in a signal timing optimization tool can achieve a better correspondence of the values of the performance measures obtained from the optimization tool with those assessed by microscopic simulation. The tools used for the purpose of this study are the TRANSYT-7F signal timing optimization software and the CORSIM microscopic simulation software. These are two of the most widely used signal timing optimization and simulation tools.

TRANSYT-7F model parameters

Traditionally, TRANSYT-7F optimization has been based on minimizing delays, number of stops, or a combination of the two. The delays and number of stops are assessed using a macroscopic simulation model. Hadi and Wallace (1992) extended TRANSYT-7F capabilities to optionally optimize the signal timing based on the progression opportunities between intersections. Later, Hadi *et al.* (1999) modified the simulation and optimization models of TRANSYT-7F to optionally optimize the signal timing parameters for congested conditions based on throughputs, queue lengths, or combinations of these two parameters.

The TRANSYT-7F macroscopic simulation model assesses the arrival patterns at the downstream signals based on the volumes released from upstream intersections at each time step, the link travel time, and a platoon dispersion model.



The model determines the departure patterns based on the arrival rates, saturation flow rates, and the green time at each time step during the signal cycle. TRANSYT-7F then uses the arrival and departure patterns as the bases for calculating various measures of effectiveness.

TRANSYT-7F uses a platoon dispersion algorithm developed by Robertson (1969) to model the dispersion of traffic along the link. The Robertson's model takes the following mathematical form:

$$q'_t = Fq_{t-T} + (1 - F)q'_{t-\Delta t} \tag{1}$$

$$F = \frac{1}{1 + \alpha\beta T_a} \tag{2}$$

$$T = \beta T_a \tag{3}$$

where q'_{t-T} is the flow rate over a time step Δt arriving at the downstream signal at time t (vehicles per time step unit), q_{t-T} is the discharging flow over a time step Δt observed at the upstream signal at time $t-T$ (vehicles per time step unit), $q_{t-\Delta t}$ is the flow rate over a time step Δt arriving at the downstream signal at time $t-\Delta t$ (vehicles per time step unit), Δt is the modeling time step duration (units of time steps), F is the smoothing factor (units of time steps⁻¹), α is the platoon dispersion factor to adjust the model according the amount of side friction along the link (unitless), β is the travel time factor (unitless) and T_a is the mean roadway travel time (units of time steps).

The TRANSYT-7F software defaults for the platoon dispersion parameters α and β are 0.35 and 0.8, respectively. The TRANSYT-7F manual mention that the default α value is for links with moderate friction to the traffic stream and recommends the use of α value of 0.5 for heavy friction and 0.25 for low friction. TRANSYT-7F allows the user to vary the value of α but the β value is kept fixed at 0.8. The higher the value of the platoon dispersion factor α , the more is the platoon dispersion. A value of 0.0 for α represents no platoon dispersion while a value of 1.0 results in the maximum dispersion. The lower the value of β , the earlier traffic arrives at the downstream intersection as estimated by the platoon dispersion algorithm. It can be hypothesized that varying the values of the platoon dispersion model parameters to allow better correspondence between the arrival patterns in

TRANSYT-7F and those in CORSIM, will result in closer estimates of the performance measure values between the two tools.

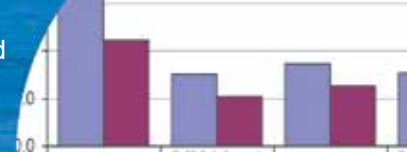
In addition to platoon dispersion model parameters, the arrival pattern in TRANSYT-7F is affected by the coded link speed. This input should be set to the estimated cruise speed. TRANSYT-7F does not have an internal model to adjust the coded speed to estimate the cruise speed according to the actual level of traffic in the system. However, in most cases, the program users have input the speed limits or free flow speeds instead of the cruise speeds because of the difficulty in estimating the cruise speed, in the absence of travel speed measurements in the field.

Stop line departure patterns in TRANSYT-7F are affected by the coded saturation flow rates and the coded lost times of the traffic movements. For permitted movements and shared-lane movements, they are also affected by the parameters of the permitted movement and shared-lane models, respectively. In general, the TRANSYT-7F User's Manual recommends field measurement of saturation flow rates. However, in practice, most users of the program have used the saturation flow estimation procedures presented in the Highway Capacity Manual HCM 2000 TRB (2000) or simplified versions of these procedures to estimate the saturation flow rates.

In CORSIM, the cruise speed, saturation flow/departure rate, and platoon dispersion are products of the microscopic simulation models such as car following, lane changing, queue discharge, driver reactions to yellow and green, and gap acceptance. The results from these models depend on a large number of microscopic model parameters that are usually modified by the users in the simulation model calibration process to achieve values of performance measure outputs that are close to those observed in the field.

Methodology Overview

The above discussion indicates that there are several parameters that can be calibrated in both macroscopic and microscopic models to affect the results of these models. This section describes the method used to determine if calibrating macroscopic model parameters can result in better correspondence between the macroscopic and



microscopic model (TRANSYT-7F and CORSIM) results. This investigation was based on four case studies, as described later in this section.

Initially, the signal timing plans were optimized for the case studies using initial values for the platoon dispersion, cruise speed, and saturation flow rate input parameters in TRANSYT without considering CORSIM assessments of these parameters. The performances of the resulting optimized signal timing plans were then assessed using CORSIM. Next, the values of the above mentioned input parameters in TRANSYT-7F were adjusted to reflect CORSIM assessments of these parameters, as described later in this section. CORSIM was then used to determine if the adjustments in the parameter values can improve the performances of the optimized signal timing plans.

Case study description

The methodology used in this study was applied to four systems that differ in complexity from a simple hypothetical two-node system to a real-world arterial corridor. Below is a description of these systems.

Systems A: This is a simple two node system with no turning left or right movements from the two cross streets. This system was used for an initial exploration of the effects of calibration parameters. The investigation varied the link length that connects the two intersections and the value of the volume to capacity (V/C) ratio at the downstream signalized intersection. Conditions with V/C ratios above 1.0 were not investigated because they include the effects of queue spillback, which need to be investigated in a separate study.

System B: The only difference between this system and System A is the addition of left and right turning feeding movements from the cross street at the upstream intersection, in addition to the through feeding link, to represent a somewhat more realistic condition. The investigated link length was 610 m and the V/C ratio at downstream intersection was 1.0.

System C: This system represents a real world arterial corridor. This is the US -1 corridor between SW 136th Street and SW 98th Street in Miami, Florida. The system is an arterial system that is 5.4 km long and includes seven coordinated signalized intersections. The traffic demands

used in the investigation were the PM peak period demands for this network. However, the volumes on some of the movements were reduced to ensure that the V/C ratios for all movements were below 1.0 in the investigation.

System D: This system is a variation of the US-1 corridor mentioned above. In addition to reducing the demand as was done for System C, the lengths of the longer links were also reduced to determine the effects of this reduction on the results.

Cruise speed values

Initially, the free flow speed was input to both TRANSYT-7F and CORSIM, as is usually done by the users of the two tools. CORSIM internally adjusts the speed of the vehicles to reflect the attributes of the traffic stream. TRANSYT-7F does not have this capability. Thus, the macroscopic simulation of TRANSYT-7F uses the speed coded by the user in its assessments.

To determine the values of the cruise speed as assessed by CORSIM for a given arterial link in this study, the signal control was removed from the downstream end of the link and the speed on the link was computed based on the time and position trajectory data of each vehicle. This data was collected from the CORSIM binary TSD file using a Visual Basic script developed by John D. Leonard II of Georgia Institute of Technology.

Table 1 shows that, as expected, the cruise speed in CORSIM is lower than the coded speed due to the simulated interaction between vehicles. For example, the cruise speed in system A (the simple two intersection system) ranged between 87% of the coded free-flow speed for a V/C ratio of 0.8 to 79% of the coded speed for a V/C ratio of 1.0. For Systems C and D, the average cruise speed on the system links were about 80% of the average of the coded speeds.

In this study, TRANSYT-7F results were compared with CORSIM results with three coded link speeds in TRANSYT-7F: speed limit, cruise speed as assessed by CORSIM, and cruise speed as assessed by CORSIM but multiplied by a reduction factor of 0.8. The rationale behind using this reduction factor is to eliminate the early arrival of vehicles in TRANSYT-7F macroscopic simulation, as explained later in this paper.

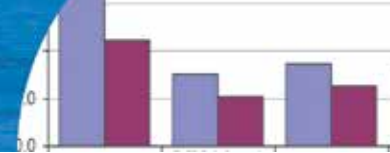


Table 1: Cruise speed of different systems as assessed by CORSIM

Attribute	Systems A						Systems C and D
	Link length, m	76			610		
V/C ratio	0.8	0.9	1.0	0.8	0.9	1.0	
Coded speed, km/h	56						64
CORSIM-assessed speed, km/h	49.1	48.5	44.6	48.5	48.5	44.6	57.6

Saturation flow rate

The capacity of a protected movement at a signalized intersection is a function of the saturation flow rate, lost time, and effective green time of the movement. The saturation flow rate in vehicles per hour of green is an input to TRANSYT-7F. In this study, the unadjusted (initial) values of the saturation flow rates coded in TRANSYT-7F were obtained using the HCM estimation procedure.

The average queue discharge headway rate in seconds per vehicle, which is the inverse of saturation flow rate, is a required input for each signalized intersection approach in CORSIM. This parameter is normally used by the user to calibrate the capacity of individual movements to reflect field conditions. CORSIM, being a stochastic model, generates the actual time headways during the simulation based on the coded average headway for a movement from

a headway distribution that considers the variations in driver characteristics. Since CORSIM does not output the actual value of the average saturation flow rate resulting from the simulation, it was necessary in this study to estimate these values based on the throughput when the demand exceeds capacity.

Table 2 shows the saturation flow rates initially coded in TRANSYT-7F, the queue discharge headways measured in CORSIM, and the estimated saturation flow rates based on CORSIM outputs. First, the signalized timing plans were optimized in TRANSYT-7F using the initial values of saturation flow rates obtained based on the HCM procedure. Then, the optimization was repeated with the values of saturation flow rates updated to reflect the values of the saturation flow rates measured in CORSIM. CORSIM was then used to assess the resulting timing plans from the two sets of optimization.

Platoon dispersion parameters

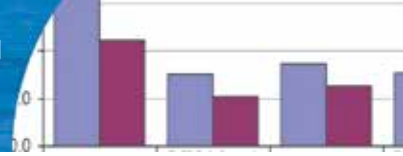
The unadjusted platoon dispersion parameters used in this study were the defaults used in the program (β equal to 0.8 and α equal to 0.35). In the runs with the adjusted parameters, only α could be changed since the β value is fixed and built in the program. However, the β value can be adjusted indirectly by changing the coded cruise speed since β is basically a multiplier of travel time in the platoon dispersion model, as indicated by equations (1) to (3).

Platoon dispersion characteristics are not output by CORSIM. Thus it was necessary to obtain this information based on the arrival patterns stored in a binary output file from CORSIM (the TSD file). The Visual Basic script mentioned earlier was used to access the TSD file. The

Table 2: Saturation flows initially coded in TRANSYT-7F and those assessed by CORSIM

After adjustment	System A	System B			Systems C and D			
	Thru	Thru	Dual right turn	Dual left turn	Thru	Single left turn	Single right turn	Dual left turn
Time headway (s/veh) measured from CORSIM	1.72	1.72	2.10	2.0	2.00	2.00	2.33	1.99
Saturation flow rate veh/hr/ln measured from CORSIM	2088	2088	1700	1800	1800	1800	1548	1809
Saturation flow rate veh/hr/ln initially coded in TRANSYT-7F	1800	1800	1710	1620	1800	1620	1710	1620

Note: the average time headway coded in CORSIM for intersection approaches is 1.8 s/veh



arrival profile can be determined by counting the number of vehicles passing by a control section in a given time interval based on TSD data.

Seddom (1972) presented further expansion of the recurrence dispersion equation provided in (1) to (3) above. This expansion resulted in the following form of the model:

$$q'_t = \sum_{i=T}^{\infty} [F(1-F)^{i-T}] q_{t-i} \quad (4)$$

Equation (4) illustrates that the link travel time in the TRANSYT-7F platoon dispersion model actually follows a shifted geometrics distribution (shifted T seconds to the right from the origin). Applying the basic properties of a geometric distribution to the previous equation will result in the following equation to express the smoothing factor F based on the standard deviation of the link travel times σ :

$$F = \frac{\sqrt{1 + 4\sigma^2} - 1}{2\sigma^2} \quad (5)$$

By setting β to its fixed value in TRANSYT-7F (0.8), α can be calculated by combining (4) and (5) based on σ and T . Yu (2000) used this approach to calculate the α value based on field data. He estimated the value of α to be 0.09 for a link with a length of 320 m and 0.14 for a link with a length of 560 m, as indicated in Table 3.

In the current study, travel time data output by CORSIM to the TSD file were extracted using the extraction Visual Basic script. The average and standard deviation of travel time were calculated based on this data allowing the

estimation of α and F using (4) and (5). Table 3 shows the results from Yu (2000) based on field data and the results obtained in this study based on CORSIM data. Table 3 indicates that the values of α from both studies are comparable and considerably lower than the default value used as default in TRANSYT-7F (0.35) and the range of values recommended by TRANSYT-7F (0.25 to 0.50). Based on the results of Table 3, the values of F and α appear to be higher for lower link lengths and lower V/C ratios. Since the obtained α values based on CORSIM travel time data are close to 0.1 (see Table 3), this study used this value (0.1), the adjusted α value in the TRANSYT-7F runs with the adjusted parameters.

TRANSYT-7F optimization

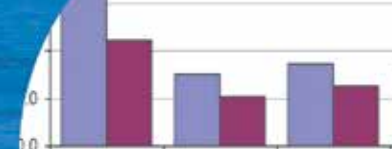
As mentioned earlier, initially signal timing optimization was conducted utilizing TRANSYT-7F with the default values of the macroscopic simulation model parameters. Then, the optimization was repeated with TRANSYT-7F parameters adjusted to reflect speeds, saturation flow rates, and platoon dispersion parameter values estimated based on CORSIM runs. All optimizations in TRANSYT-7F were performed using the minimization of delay criteria and utilizing the default “Hill-climbing” optimization algorithm. The measure of performance used to assess the quality of the resulting timing plans in CORSIM was the control delay time.

CORSIM simulation runs

Each evaluated scenario was simulated ten times with different seed numbers. A statistical test was conducted to determine if ten runs are sufficient for a number of link length and V/C ratio combinations simulated in CORSIM.

Table 3: Estimation of the value of the platoon dispersion factor

Study	Traffic conditions	Link length, m	Average travel time, s	Travel time standard deviation	F	α
Yu (1996) based on field data	Heavy traffic	320	23.66	2.22	0.36	0.09
	Heavy traffic	560	40.50	4.85	0.19	0.14
This study based on CORSIM data	V/C=0.9	76	6.14	0.89	0.66	0.11
	V/C=1.0	76	6.26	0.71	0.73	0.07
	V/C=1.0	153	12.41	1.44	0.49	0.10
	V/C=1.0	305	24.42	1.88	0.41	0.07
	V/C=0.8	610	48.47	4.29	0.21	0.10
	V/C=1.0	610	49.80	3.92	0.22	0.09



The test was performed using the following formula:

$$d = t_{n-1,1-\alpha/2} \frac{S}{\sqrt{N}} \tag{6}$$

where N is the number of runs, S is the standard deviation in cruise speed for the runs with different seed number, d is the error in cruise speed measurements in km/h, and $t_{n-1,1-\alpha/2} = 2.262$ that correspond to 95% level of confidence in t-Student probability distribution function.

It was found that 10 runs produced errors in the cruise speed of 3% or less for all tested scenarios. This was considered acceptable for the purpose of this study. Thus, 10 runs with the same set of different seed numbers were performed for each scenario to eliminate variations due the use of different set of seed numbers for different scenarios.

Results

Comparison of TRANSYT-7F and CORSIM platoons

Figure 1 shows a comparison between the arrival patterns resulting from TRANSYT-7F runs, with different values of α , downstream of a 610 m link. The link has one upstream thru feeder link. The V/C ratio at the downstream intersection according to TRANSYT-7F evaluation is 1.0. Figure 1 shows that lower values of α produced less platoon dispersion in TRANSYT-7F, with α equal to zero resulting in no platoon dispersion. Figure 1 also shows the arrival pattern predicted by CORSIM for the same link. In terms of shape, it appears from Figure 1 that the arrival pattern produced by TRANSYT-7F with $\alpha = 0.1$ is the closest to that of CORSIM but it is shifted to the left compared to the CORSIM pattern. This indicates that vehicles are arriving earlier in TRANSYT-7F compared to CORSIM due to the internal assessment by CORSIM of the impact of the interactions between vehicles on the average cruise speed and possibly also due to the default value used for β in the platoon dispersion model of TRANSYT-7F (β is the travel time multiplier which has a default value of 0.8, as described earlier).

Figure 2 presents a comparison between the arrival pattern predicted by CORSIM and the patterns predicted by TRANSYT-7F with the values of α fixed at 0.1 but for different speed values. The investigated speed values in TRANSYT-7F included the unadjusted initial speed coded in TRANSYT-7F (56 km/hr, the same speed coded in

CORSIM); CORSIM assessed cruise speed (46 km/hr), and 80% of CORSIM assessed cruise speed (37 km/hr). The 80% of CORSIM assessed cruise speed was investigated to account for the earlier arrival of TRANSYT-7F platoon due to the default β value, since the β value is built in the model and cannot be changed by the user. It is clear from Figure 2 that adjusting the speed to 37 km/hr produced the closest resemblance between the TRANSYT-7F and CORSIM arrival patterns.

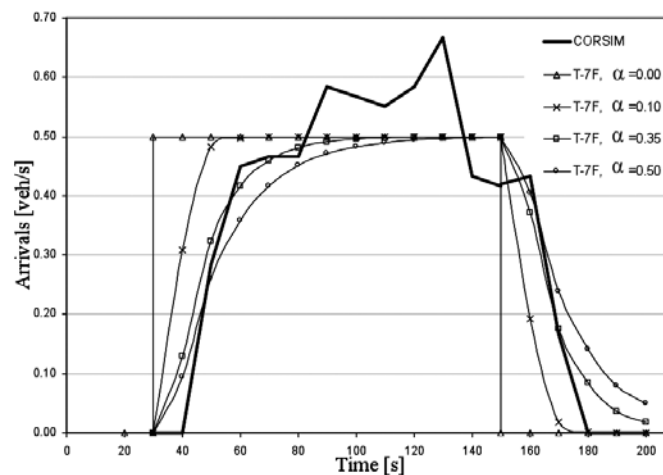


Figure 1: Arrival patterns from TRANSYT-7F with different α values compared to CORSIM results (coded speed = 46 km/hr)

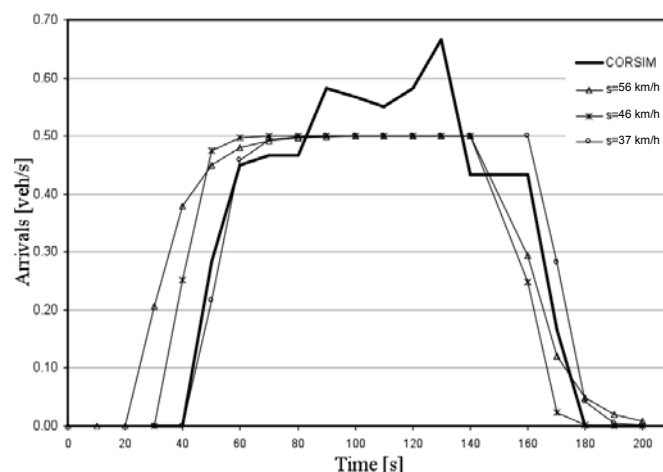
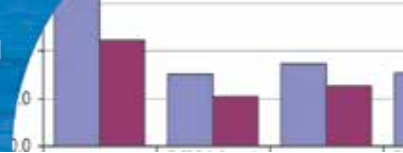


Figure 2: Arrival patterns from TRANSYT-7F with different coded speeds compared to CORSIM results (coded $\alpha = 0.1$)

In addition to the visual comparison based on Figures 1 and 2, the combination of the α value and coded speed value that produced a TRANSYT-7F arrival pattern that is the closest to that assessed by CORSIM was identified using the root mean square error, as calculated using equation (7) below:



$$X = \sum_n \sqrt{\frac{(x_1 - x_2)^2}{n-1}} \quad (7)$$

where x_1 and x_2 are the number of vehicles arriving at a given time step in the cycle according to CORSIM and TRANSYT-7F, respectively and n is the number of time steps in the cycle. The results are presented in Table 4. Again, the best solution from Table 4 appears to be produced with an α value of 0.1 and with the cruise speed adjusted to reflect CORSIM assessed cruise speed and further reduced to eliminate the effect of early arrivals in TRANSYT-7F.

Table 4: Sum of the squared mean root sum for different α and speed combinations

Varied parameter	Other parameters	Sum of the squared mean root
$\alpha = 0.00$	Coded speed is that producing the best results for considered α	0.290
$\alpha = 0.10$		0.180
$\alpha = 0.35$		0.222
$\alpha = 0.50$		0.279
Speed = 56 km/hr	$\alpha = 0.10$	0.416
Speed = 46 km/hr		0.317
Speed = 37 km/hr		0.180

CORSIM assessment of TRANSYT-7F solutions

To identify the effects of the adjustments of the model parameters in TRANSYT-7F on CORSIM's assessment of the TRANSYT-7F solutions, the plans resulting from the TRANSYT-7F model with and without parameter adjustments were evaluated in CORSIM for the four case studies (Systems A, B, C, and D described in the methodology section of this study). In the figures presented in this section, the "Adjusted speed" refers to the cruise speed as assessed by CORSIM and coded in TRANSYT-7F. The "Corrected speed" refers to further adjustment to the "Adjustment speed" value by multiplying this value by 0.8 to eliminate the early arrivals, as described earlier.

Figure 3 shows the control delays as assessed by CORSIM for signal timing plans produced by TRANSYT-7F with different parameters for System A. This figure shows that adjusting the saturation flow rate, speed, and α values

resulted in significant improvements in the timing plans, as assessed by CORSIM. As shown in Figure 3, the delay increases with the increase in link length with all other parameters fixed. This is because the platoon is more dispersed with longer link lengths and thus, it is more difficult to accommodate all arriving vehicles on green without delaying some of them to the next cycle. This is the same reason that the effects of adjusting the signal timing parameters appears to be more significant for longer links investigated in this study.

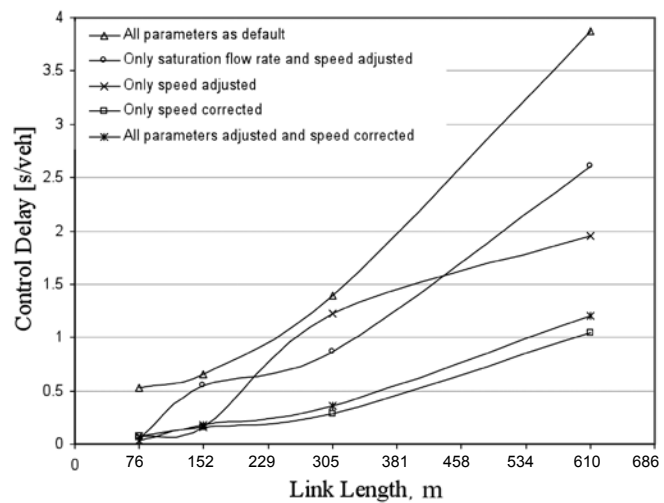


Figure 3: Delay improvements due to parameter adjustment for system A

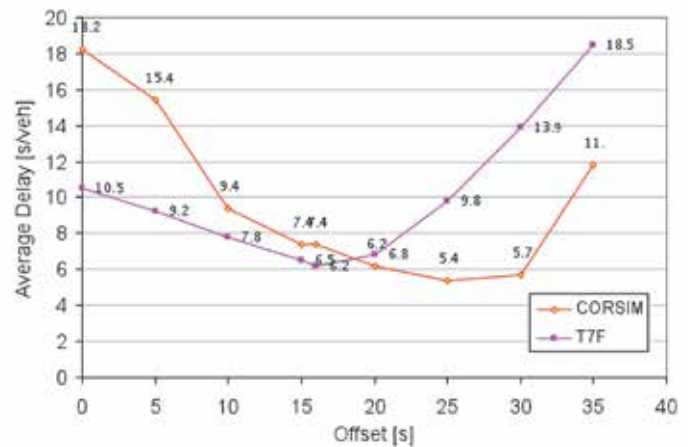
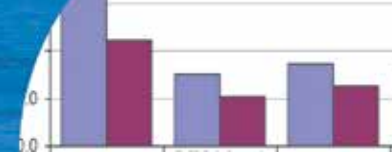


Figure 4: Delay estimation versus offset for link length of 305 m

Figure 4 shows that, for system A, the optimal offset in CORSIM that produced the lowest delay is higher in CORSIM compared to TRANSYT-7F runs with the input speed coded as CORSIM-assessed cruise speed. The results from this figure further indicate the effect of the early arrival in TRANSYT-7F due to the default β value.



The results presented above are for System A, which is a simple hypothetical network with one upstream feeding link. Figure 5 presents the results for System B, which is somewhat more complex than System A in that the examined arrival patterns are for a link that has three feeding upstream links. Due to three different arriving platoons from upstream feeder links, the link delay in System B is higher than System A since it is difficult to accommodate the three platoons on green when they arrive at the downstream signal. Figure 5 again shows considerable improvements (more than 100% improvement) due to the adjustment of TRANSYT-7F parameters.

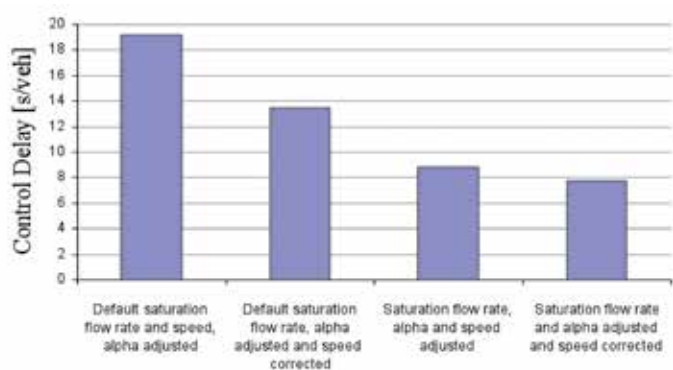


Figure 5: Delay improvements due to parameter adjustment for System B

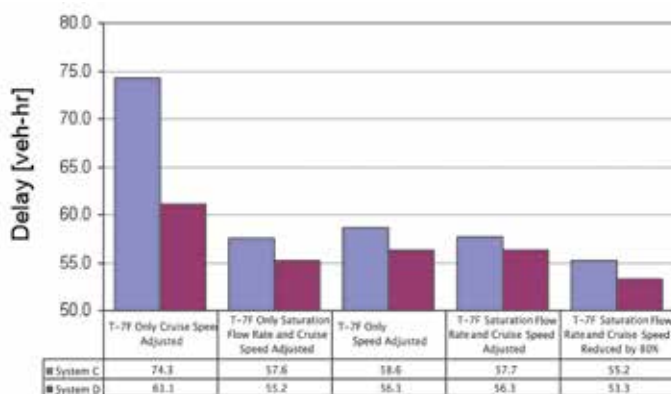


Figure 6: Delay improvements due to parameter adjustment for Systems C and D

Figure 6 shows the reduction in the system-wide average delay as assessed by CORSIM for Systems C and D due to the adjustment of TRANSYT-7F calibration parameters. Systems C and D represent more realistic networks compared to systems A and B discussed above. It appears that the highest improvements in delay were obtained for

these systems due to the adjustments of the saturation flow rates. Additional improvements were obtained due to the adjustments of the other parameters.

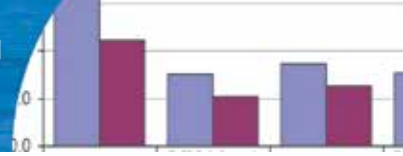
Conclusions

Based on the results presented in this study, it can be concluded that adjusting the platoon dispersion parameters (α and β values), coded cruise speed, and saturation flow rate can have significant impacts on the performance of TRANSYT-7F as assessed by CORSIM and also on the correspondence between the arrival patterns assessed by TRANSYT-7F and CORSIM. It appears that using compatible values of saturation flow rates/time headways in TRANSYT-7F and CORSIM, reducing the α value from the default of 0.35 to 0.1, reducing the speed to better correspond with CORSIM assessment of cruise speed, and reducing the speed further to eliminate the early arrival due to the default value of the β parameter will improve the signal timing plans optimized using TRANSYT-7F as assessed by CORSIM. Users of signal timing optimization programs should consider and evaluate such adjustments when optimizing their networks. The default platoon dispersion parameters in TRANSYT-7F may need to be adjusted to reflect the findings of this study.

It is recommended that future studies investigate the effects of adjusting the parameters of additional macroscopic simulation models in TRANSYT-7F and other signal optimization programs, such as the parameters of the shared lane and permitted left turn movement models. In addition, it is recommended that future studies investigate the effectiveness of adjusting the parameters of the oversaturated optimization and simulation models, introduced during the 1990s in TRANSYT-7F. This assessment should be made based on the produced timing plans from TRANSYT-7F for these conditions, as assessed by CORSIM.

Acknowledgement

The authors of this paper would like to thank Dr. John D. Leonard II of Georgia Institute of Technology for providing the Visual Basic script that was used to access the CORSIM binary TSD file in this study.



References

- Chaudhary, N.A., Fambro, D.B., Messer, C.J. and Garza, R.U. (1988). A Report on the User's Manual for the Microcomputer Version of PASSER III-88: Final Report. Texas Transportation Institute, Texas A&M University, College Station.
- Federal Highway Administration FHWA (1997). CORSIM User's Manual. United States Department of Transportation, Office of Safety and Traffic Operations R&D, Intelligent Systems and Technology
- Hadi, M.A. and Wallace, C.E. (1992). Progression Based Optimization Model in TRANSYT-7F. *Transportation Research Record* (1360) 74-81
- Hadi, M.A., Wallace, C.E. and Jacks, C. (1999). TRANSYT-7F Simulation Model for Congested Conditions. *Proc., of the 78 Annual Meeting of the Transportation Research Board*, TRB, Washington D.C., USA
- Hale, D. (2006). Network Study Tool TRANSYT-7F, United States Version T7F10. McTrans Center, University of Florida, Gainesville, FL, USA
- Hush, D. and Albeck, J. (2006). Synchro Studio v7.0 User Guide. Trafficware Ltd., Sugar Land TX.
- Park, B., Ruphail, N.M., Hochanadel, J.P. and Sacks, J. (2001). Evaluating Reliability of TRANSYT-7F Optimization Schemes. *Journal of Transportation Engineering* **127**(4), 319-326
- Robertson, D.I. (1969). TRANSYT: A Traffic Network Study Tool. Report No. LR253, Road Research Laboratory, Crowthorne, Berkshire, England.
- Ruphail, N., Park, B. and Sacks, J. (2006). Direct Signal Timing Optimization: Strategy Development and Results. *Proc. XI Pan American Conference in Traffic and Transportation Engineering*, Gramado, Brazil
- Stevanovic, A. and Martin, P.T. (2006). Evaluating the Reliability of Macroscopically Optimized Timing Plans Through Microsimulation. *Proc. of the 85 Annual Meeting of the Transportation Research Board*, TRB, Washington D.C., USA
- Seddom, P.A. (1972). Another look at platoon dispersion along a major road in Sheffield. *Traffic Engineering and Control* **13**(10), 442-444.
- Transportation Research Board TRB (2000). Highway Capacity Manual 2000, TRB, Washington D.C., USA
- Yu, L. (2000). Calibration of Platoon Dispersion Parameter Based on Link Travel Time Statistics. *Proc., of the 79 Annual Meeting of the Transportation Research Board*, TRB, Washington D.C., USA

Guía para publicar en Obras y Proyectos

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

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

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

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

Obras y Proyectos guidelines for authors

1. The articles 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.

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



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



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



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



EMIN
SISTEMAS
GEOTECNICOS S.A.
www.sistemasgeotecnicos.cl / geomin@emin.cl
Tel. +56222998001 +56227337496

FLEXIBILIDAD, EFICIENCIA Y ALTO RENDIMIENTO



ANCLAJES • MICROPILOTES • MURO BERLINES • MEJORAMIENTO DE SUELO

