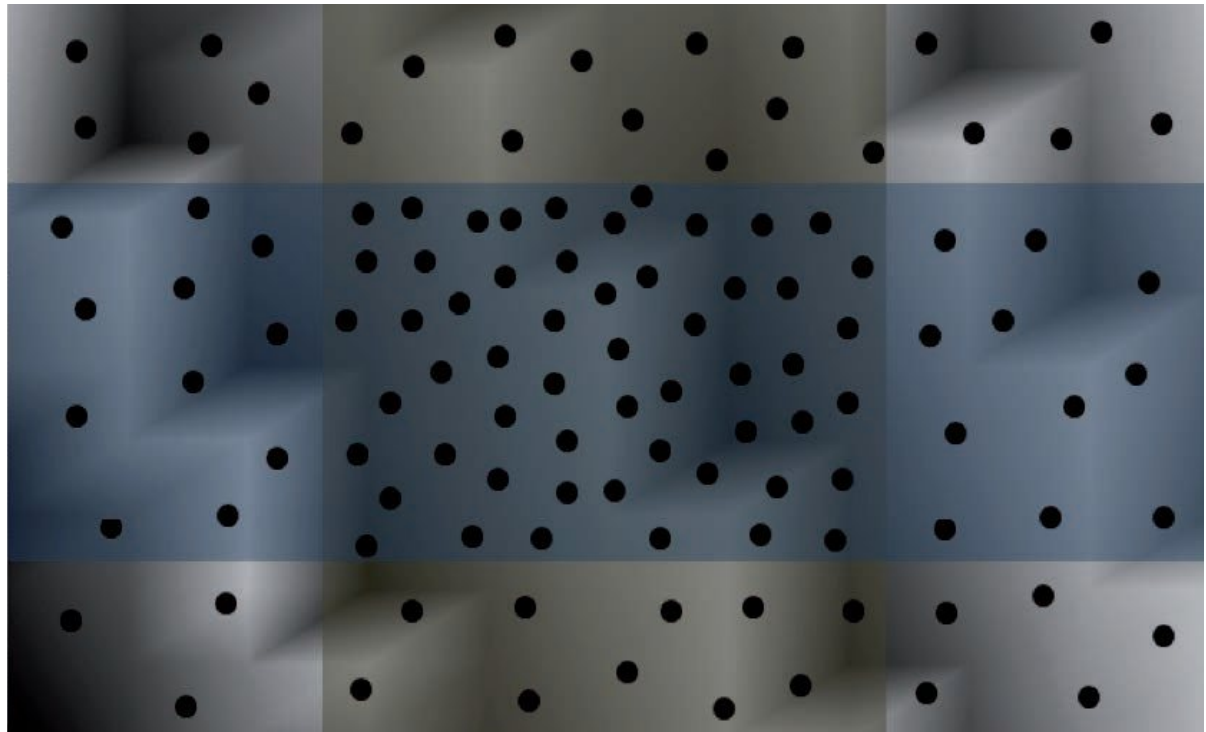


# Obras y Proyectos

Revista de Ingeniería Civil



Estimación de cargas y asentamientos en pilotes debido a fricción negativa producto de licuefacción. Aplicación a terremoto del Maule 2010, Chile

Loads and settlements estimations in piles due to negative friction caused by liquefaction. Application to the Maule 2010 earthquake, Chile  
R. Cabezas y C. Ledezma

Comportamiento isotrópico a altas presiones de arenas de relave con finos no plásticos

Isotropic behaviour of tailings sands with non-plastic fines at high pressures  
C. Córdova, F. Ochoa, R. Verduño, R. Olguín, M. Bravo y V. Mercado

Estudio del comportamiento de una carpeta de rodado estabilizada con cloruro de calcio

Study of the behavior of an unpaved road stabilized with calcium chloride  
E. Morales y C. Pailacura

An innovative approach for corrosion control to enable asset management of steel elements in coastal infrastructure

Un enfoque innovador de control de la corrosión para habilitar la gestión de activos de los elementos de acero en infraestructura costera  
F. Repetto, G. Boré, M. Eliceiry, S. Sabaini and M. Covarrubias

Análisis transiente de la demanda de agua uniformemente distribuida  
Transient analysis of the uniformly distributed water demand  
J. Twyman

Diseño y plan de implementación para el montaje de una Oficina de Gestión de Proyectos (OGP) en MYV Consultores Asociados S.A.

Design and implementation plan for the assembly of a Project Management Office (PMO) in MYV Consultores Asociados S.A.

J. Jiménez, D. León, J. Mahecha, J. Manco y M. Pita

Análisis topológico de los cables en un modelo de torre atirantada  
Topological analysis of cables in a model of guyed tower

V. Elena, P. Martín y K. Luis

Optimización de pórticos planos de hormigón armado utilizando una hibridación de algoritmos genéticos y el algoritmo Nelder-Mead  
Optimization of reinforced concrete plane frames using a hybridization of genetic algorithms and the Nelder-Mead algorithm

I. Negrin, A. Negrin y E. Chagoyén

Seismic shear demands in columns of RC frames accounting for dynamic amplification effects

Demandas sísmicas de corte en columnas de marcos de hormigón armado incluyendo efectos dinámicos

P. Quintana Gallo

Assessment of factors influencing the development of drying shrinkage in concretes produced in Cuba

Evaluación de los factores que influyen en el desarrollo de la retracción por secado en los hormigones producidos en Cuba

R. Ramírez, E. Chagoyén and J. Martirena

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

SciELO  
Scientific Electronic Library Online



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

# COLUMNAS DE GRAVA

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



CONSTRUCTORA LANCUYEN LTDA.  
Cochrane 635 Oficina 1503  
Concepción

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





# 30 años

al servicio de la región y el país

# EMPRO

Ensayos de Materiales y Prospecciones

SUELOS - HORMIGONES - ASFALTOS

## Ingeniería

Mecánica de Suelos  
Fundaciones  
Taludes  
Mejoramiento de Terreno

## Control de Obras Civiles

Densidad In Situ  
Hormigones  
Asfaltos

## Prospección de Suelos

Sondajes Marítimos  
Sondajes Terrestres  
Calicatas

## Laboratorio Acreditado

bajo NCh-ISO 17025 y  
registro vigente MINVU

## Soluciones Geotécnicas

## Obras civiles y Movimiento de tierras



**SOENCO**  
SOLUCIONES GEOTÉCNICAS



**Montaje  
Industrial**

info@soenco.cl  
www.soenco.cl

T: 41 2139 231  
D: Jaime Repullo 326, Talcahuano - Chile

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

## Editor

Dr. Felipe Villalobos  
Universidad Católica de la Santísima Concepción

## Comité asesor

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

## Comité editorial

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

## Diseño y diagramación

VCR Publicidad  
vcrpublicidad@gmail.com  
56 9 88823187

## Contacto y envío de artículos

Contacto y envío de artículos  
oyp@ucsc.cl  
www.oyp.ucsc.cl

## Avisos comerciales y suscripciones

Dr. Rafael Aránguiz  
raranguiz@ucsc.cl  
56 41 234 5310  
\$15.000 bianual (US\$30, €30, £20)  
Estudiantes \$5.000 (US\$ 10, € 10, £ 7)  
Valor ejemplar \$4.500 (US\$ 9, € 9, £ 6)  
Consultar promociones y ofertas

Periodicidad: semestral (edición de Otoño y Primavera)  
Revista indexada y catalogada en  [www.scielo.conicyt.cl](http://www.scielo.conicyt.cl)  
 [www.latindex.org](http://www.latindex.org)  [www.dialnet.unirioja.es](http://www.dialnet.unirioja.es)  
 <http://apps.webofknowledge.com>

## Definición de la Revista

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

## Revisión de artículos por pares evaluadores externos

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

## Contenidos



- 6** Estimación de cargas y asentamientos en pilotes debido a fricción negativa producto de licuefacción. Aplicación a terremoto del Maule 2010, Chile  
[Loads and settlements estimations in piles due to negative friction caused by liquefaction. Application to the Maule 2010 earthquake, Chile](#)  
R. Cabezas y C. Ledezma
- 17** Comportamiento isotrópico a altas presiones de arenas de relave con finos no plásticos  
[Isotropic behaviour of tailings sands with non-plastic fines at high pressures](#)  
C. Córdova, F. Ochoa, R. Verdugo, R. Olguín, M. Bravo y V. Mercado
- 27** Estudio del comportamiento de una carpeta de rodado estabilizada con cloruro de calcio  
[Study of the behavior of an unpaved road stabilized with calcium chloride](#)  
E. Morales y C. Pailacura
- 37** An innovative approach for corrosion control to enable asset management of steel elements in coastal infrastructure  
[Un enfoque innovador de control de la corrosión para habilitar la gestión de activos de los elementos de acero en infraestructura costera](#)  
F. Repetto, G. Boré, M. Eliceiry, S. Sabaini and M. Covarrubias
- 43** Análisis transiente de la demanda de agua uniformemente distribuida  
[Transient analysis of the uniformly distributed water demand](#)  
J. Twyman
- 51** Diseño y plan de implementación para el montaje de una Oficina de Gestión de Proyectos (OGP) en MYV Consultores Asociados S.A.  
[Design and implementation plan for the assembly of a Project Management Office \(PMO\) in MYV Consultores Asociados S.A.](#)  
J. Jiménez, D. León, J. Mahecha, J. Manco y M. Pita
- 65** Análisis topológico de los cables en un modelo de torre atirantada  
[Topological analysis of cables in a model of guyed tower](#)  
V. Elena, P. Martín y K. Luis
- 74** Optimización de pórticos planos de hormigón armado utilizando una hibridación de algoritmos genéticos y el algoritmo Nelder-Mead  
[Optimization of reinforced concrete plane frames using a hybridization of genetic algorithms and the Nelder-Mead algorithm](#)  
I. Negrin, A. Negrin y E. Chagoyén
- 87** Seismic shear demands in columns of RC frames accounting for dynamic amplification effects  
[Demandas sísmicas de corte en columnas de marcos de hormigón armado incluyendo efectos dinámicos](#)  
P. Quintana Gallo
- 100** Assessment of factors influencing the development of drying shrinkage in concretes produced in Cuba  
[Evaluación de los factores que influyen en el desarrollo de la retracción por secado en los hormigones producidos en Cuba](#)  
R. Ramírez, E. Chagoyén and J. Martirena



# Estimación de cargas y asentamientos en pilotes debido a fricción negativa producto de licuefacción. Aplicación a terremoto del Maule 2010, Chile

Loads and settlements estimations in piles due to negative friction caused by liquefaction. Application to the Maule 2010 earthquake, Chile

Fecha de entrega: 11 de noviembre 2018

Fecha de aceptación: 30 de julio 2019

Rodolfo Cabezas<sup>1</sup> y Christian Ledezma<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Facultad de Ingeniería y Tecnología, Universidad San Sebastián, Bellavista 7, Recoleta, Chile, rodolfo.cabezas@uss.cl

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

*En el contexto de un sismo de gran magnitud, el downdrag inducido por licuefacción de suelos es la sobrecarga producto del asentamiento post-licuefacción del suelo que rodea al pilote debido al reacomodo y la disminución volumétrica de las capas licuables. En muchas ocasiones, la magnitud de los asentamientos y cargas generadas por el efecto del downdrag en pilotes no está bien definida. En esta investigación se avanza en la estimación de estas cargas adicionales. Para eso se analizan casos de estudio ocurridos en el pasado terremoto del Maule de 2010, comparando metodologías de carga por fuste contra resultados de modelamiento numérico usando elementos finitos no-lineales, a fin de estimar los niveles de asentamiento, los esfuerzos de corte en la interfaz suelo-pilote, la carga axial en el pilote, y la deformación volumétrica del suelo, entre otros. Como conclusión general se tiene que en los pilotes estudiados se comprueba la presencia de downdrag, el que se ve manifestado en la movilización efectiva que alcanzó el suelo en el fuste de los pilotes suroeste y noreste, de 0.2% y 0.1% respectivamente. Estas deformaciones del terreno se traducen en esfuerzos de corte adicionales sobre la interfaz entre el suelo y la estructura, con valores de cargas axiales de 45 y 36 toneladas respectivamente.*

*Palabras clave: downdrag, pilotes, licuefacción, sobrecarga potencial por downdrag SPD, asentamiento*

*During a high-magnitude earthquake, drag loads can be induced by liquefaction of soils, defined as the additional vertical load caused by the settlement after soil liquefaction around the pile due to yielding and volume decreasing in soft soils layers, causing a downdrag displacement. In several projects, the magnitude of these loads and settlements caused by downdrag in piles is not well defined. In this research, we advance towards estimating this drag loads and their impact on projects. For this purpose, a case study considering the 2010 Maule earthquake was analyzed, comparing methodologies of shaft loads against numerical modelling results using nonlinear finite element method, in order to estimate the range of settlement, shear stress at the soil-structure interface, the axial loading in the pile and the volumetric strain, among others. It can be demonstrated that the studied piles show downdrag with its consequently drag loads, which is shown as the effective mobilization in the surrounding soil of the southeast and northeast piles, with a strain of 0.2% and 0.1% respectively. These strains imply an additional shear stress in the soil-structure interface, with axial loadings of 45 and 36 ton respectively.*

*Keywords: downdrag, piles, liquefaction, drag load, settlement*

## Introducción

La licuefacción es un proceso de gran interés en geotecnia, en el que las ondas sísmicas de corte provocan un aumento en la presión del agua intersticial en un estrato de suelo sin cohesión, o con reducida cohesión (Castro, 1975), reduciendo la tensión efectiva que confina el suelo y el

módulo de corte del suelo (Ishihara y Towhata, 1983), haciendo que sea más deformable progresivamente (Ferritto, 1997). Los suelos que reúnen características para presentar licuación ante presencia de un elemento iniciador, como un sismo de mayor magnitud se denominan potencialmente licuables. Dentro de las características de

los suelos potencialmente licuables, favorece los suelos que se encuentren saturados y posean baja densidad relativa, o que sean suelos de baja plasticidad, ya que es en presencia de agua que estos tipos de suelos pueden presentar disminución en sus propiedades mecánicas de resistencia. Como este fenómeno se puede generar tanto en suelos cohesivos como en suelos no cohesivos, se acostumbra a separar el término licuefacción para describir el comportamiento de suelos sin cohesión (gravas, arenas y sedimentos de muy baja plasticidad), del término ablandamiento cíclico para describir el comportamiento de las arcillas y limos plásticos (Idriss y Boulanger, 2008).

En el caso de obras portuarias y otras obras que impliquen la presencia de pilotes en suelos saturados, este fenómeno trae consigo al menos tres efectos dañinos sobre la capacidad resistente del pilote: fricción negativa o *downdrag*, corrimiento lateral o *lateral spreading*, y falla de flujo o *flow failure*, que actúan sobre el pilote de manera axial para el primer caso y lateralmente para los otros dos (Poulos y Davis, 1975). La Figura 1 ejemplifica la ocurrencia de *downdrag*, condición que provoca una carga de arrastre extra debido al descenso por el reacomodo del material granular de la o las capas que licuaron durante el sismo o por el asentamiento en el tiempo de estas capas. Si esta carga de arrastre extra es lo suficiente como para superar la capacidad de punta del pilote o la resistencia por fuste se pueden generar descensos importantes del pilote. También puede producirse sin la presencia de estas ondas y generarse por condiciones de largo plazo, incluso si el asentamiento en el suelo cercano es pequeño, se desarrollará fricción negativa en el fuste y los pilotes se someterán a carga de arrastre (Fellenius y Siegel, 2008). Hasta cierto punto a lo largo del pilote, llamado eje neutro, el asentamiento del suelo es mayor que el movimiento descendente del pilote (Matyas y Santamarina, 1994). Por debajo de este plano, el movimiento hacia abajo del pilote es mayor que el asentamiento del suelo y las tensiones de corte movilizadas actúan hacia arriba (Briaud y Tucker, 1996).

Los países con presencia de mayores sismos como Chile han experimentado este fenómeno en ocasiones, con graves daños a la superestructura, y podrían volver a ocurrir si es que no se toman las medidas de diseño suficientes (Rui *et al.*, 2015). Debido a la sobrecarga que genera el *downdrag* sobre los pilotes, y que no necesariamente está bien

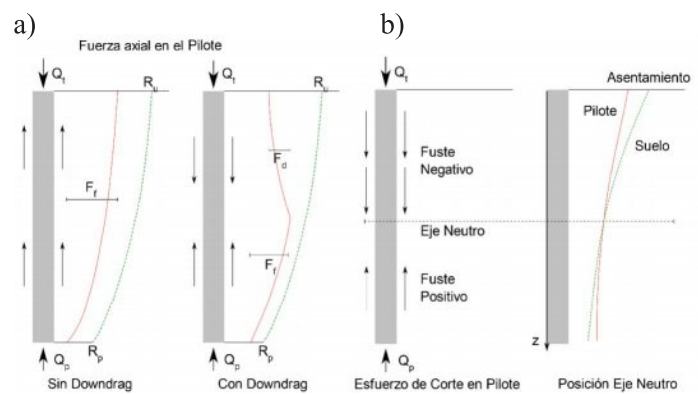


Figura 1. Distribución de fricción negativa en parte del fuste y su efecto sobre el pilote. a) Carga axial sobre el pilote sin y con downdrag o arrastramiento y b) consecuencia de sobrecarga debido a la fricción negativa mostrando la distribución de resistencia de fuste y el asentamiento total del pilote, incluyendo pilote y suelo (Briaud y Tucker, 1996).

documentada en casos prácticos, esta investigación busca contrastar una estimación de la sobrecarga y asentamiento en los pilotes que experimenten fricción negativa. En esta investigación se utilizarán casos de estudio asociados al terremoto del Maule de 2010 de posible fricción negativa por licuefacción, registrado en alguna de las cepas del puente Juan Pablo II ubicado en el río Bío-Bío, que une las ciudades de Concepción y San Pedro de la Paz con una longitud de 2.3 km. Los datos recogidos de distintas investigaciones realizadas en el lugar post-terremoto se contrastan con los resultados del modelo numérico no-lineal con el software OpenSeesPL, para luego comparar las movilizaciones de capacidad portante de los estratos y estimar las sobrecargas adicionales que habrían surgido del asentamiento post-sismo.

## Marco teórico Potencial de licuefacción

El potencial de licuefacción se define usualmente a través de la resistencia cíclica del suelo (*Cyclic Resistance Ratio*, CRR) (Seed *et al.*, 1975) y la sollicitación cíclica equivalente del sismo en el suelo (*Cyclic Stress Ratio*, CSR) (Seed e Idriss, 1971), a través de un factor de seguridad que relaciona ambos elementos. Ambas definiciones han tenido actualizaciones, tanto CRR, como la sollicitación CSR, tal que valores bajo 0.9 implicarían alguna remediación al terreno (Youd e Idriss, 2001). La ecuación se define como (Idriss y Boulanger, 2008, 2010):



$$FS = \frac{CRR}{CSR} = \frac{\text{Cyclic Resistance Ratio}}{\text{Cyclic Stress Ratio}} \quad (1)$$

El parámetro CSR, que representa la sollicitación a la cual se somete el terreno, queda expresado con la siguiente ecuación (Boulanger, 2014):

$$CSR = \frac{0.65\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \frac{a_{max}}{g} r_d \quad (2)$$

donde  $a_{max}$  es la aceleración máxima del sismo,  $\sigma_{vo}$  es el esfuerzo vertical total,  $\sigma'_{vo}$  es el esfuerzo vertical efectivo,  $g$  es la aceleración de gravedad y  $r_d$  es un factor de reducción de esfuerzos según profundidad (Seed *et al.*, 2003).

Una vez producida la licuación, y por definición, el asentamiento del suelo en el plano neutro será igual al asentamiento del pilote (Fellenius y Siegel, 2008). En el caso de un pilote con su punta apoyada sobre una capa competente que no permite el hundimiento por esta carga extra de arrastre, el único desplazamiento percibido será el acortamiento del pilote. En este caso el eje neutro tiende a situarse cerca de la parte inferior de la capa compresible (licuable), dando lugar a una gran cantidad de *downdrag* (Briaud y Tucker, 1996). Con esta fricción negativa  $F_N$ , la capacidad de soporte del pilote queda expresada como:

$$Q_T = Q_P + F_P - F_N \quad (3)$$

Donde  $Q_T$  es la fuerza axial total sobre el pilote,  $Q_P$  es la resistencia de punta,  $F_P$  es la resistencia de fuste y  $F_N$  es la fricción negativa debido a *downdrag*. Donde el fuste se calcula con los métodos convencionales de integración en contorno. Luego la máxima carga en el pilote queda expresada por:

$$Q_{max} = Q_T + F_N = Q_P F_P \quad (4)$$

El *downdrag* altera el diseño convencional de pilotes, pues cuando el asentamiento vertical del suelo es mayor que el del pilote se produce la fuerza de compresión adicional (*dragload*) y un asentamiento excesivo (*downdrag*) por la fricción negativa (Kong *et al.*, 2013). Algunos autores han estimado estas cargas como aproximadamente el 50% de la fricción positiva del fuste antes de la licuefacción (Rollins y Hollenbaugh, 2015) o de 0.3 m para pilotes de 16 m de profundidad, correspondientes a aproximadamente un 2% de asentamiento post licuefacción (Vijayaruban *et al.*, 2015).

## Asentamientos por licuefacción en pilotes

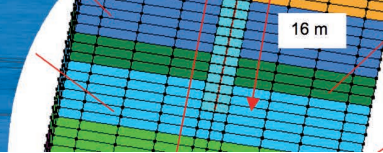
Los asentamientos del suelo por cambios de volumen de los estratos licuables debido al drenaje de sobrepresión de poros han sido estudiados por varios investigadores y resumido recientemente (Mishra y Patra, 2018). De los estudios se concluye que la contracción de volumen después de la licuefacción depende de la densidad del estrato y de la tensión máxima de corte que el material (de preferencia arenas sueltas saturadas) ha sufrido durante la aplicación de cargas cíclicas (Ishihara y Yoshimine, 1992), o su equivalente en deformación de corte máxima. Estas conclusiones in situ fueron observadas también para arenas limpias en otros proyectos que evidenciaron licuefacción debido al sismo de 2010 (González, 2015). Otras aproximaciones relacionan los valores esperados de deformaciones volumétricas si el sismo es capaz de generar la licuación, conforme a la disipación de las presiones de poro excedentes generadas cíclicamente post-terremoto (Seed *et al.*, 2003).

## Estimación de *dragload* debido a *downdrag*

En la actualidad diversos investigadores han desarrollado modelos para estimar el desplazamiento del pilote por *downdrag* tanto para pilotes individuales (Rodríguez y Auvinet, 2011) como para grupos de pilotes (Kong *et al.*, 2013). Muchas de las formulaciones corresponden a asentamientos esperados por consolidación a largo plazo, o sea en intervalos de tiempo superiores a un par de años instalados los pilotes, y no necesariamente a asentamientos de corto plazo asociados a sismos. Por tanto, el desplazamiento total posterior a la licuefacción será la superposición del asentamiento esperado de la curva de reacción del terreno a largo plazo y del adicional debido al evento sísmico (Vijayaruban *et al.*, 2015).

Si el asentamiento adicional genera deformaciones en el terreno, o deslizamientos en la interfaz (Jeong *et al.*, 2004), suficientes para movilizar los distintos estratos presentes en el terreno, se puede considerar entonces que los estratos licuados trabajan con fricción negativa según los métodos convencionales de capacidad de carga. Al asentarse se arrastra consigo al pilote, por lo que es intuitivo asumir que la fuerza con que el suelo arrastra al pilote (*dragload*) en las capas licuadas tiene una magnitud semejante y opuesta a la fricción positiva que tenían estas capas ante sollicitaciones





estáticas o previas a producirse la licuefacción.

Los asentamientos y la fricción negativa asociada también se han documentado en otros lugares, como Ciudad de México (Auvinet y Hanell, 1981), llevando incluso a guías de diseño más actualizadas (Auvinet-Guichard y Rodríguez-Rebolledo, 2017). Otros métodos para estimar potencial de licuación y métodos para estimar cargas de fuste son listados en manuales de diseño (Dirección de Vialidad, 2016), aunque no aborda una metodología de estudio ni en qué condiciones se produce este fenómeno.

### Caso de estudio

Posterior al terremoto del Maule en 2010, equipos de trabajo documentaron incidencias de *lateral spreading* (de la Maza *et al.*, 2015) y de *downdrag* inducidas por licuefacción y fallas asociadas de varios muelles de puente a través del río Bío-Bío en Concepción, siendo el puente Juan Pablo II el mejor documentado de estos casos (Vijayaruban *et al.*, 2015). Inaugurado en 1974, atraviesa el río Bío-Bío y une las ciudades de Concepción y San Pedro de la Paz con una extensión de casi 2.3 km. Está conformado por 2 estribos y 70 cepas (separadas 33 m entre sí), y sus apoyos o vanos son de 21.8 m de ancho (Serrano, 2014). Los pilotes fueron conformados en hormigón armado previa excavación y vaciado in situ de la mezcla, se apoyan entre los 14 y 16 m de profundidad y su diámetro es de 2.5 m en las cepas y de 1.5 m en los estribos. Los pilotes a su vez están sometidos a una carga esperada de 12.7 MN, la que se reparte 5.9 MN por fricción y 6.8 MN por capacidad de punta, equivalentes a 1.4 MPa en la superficie de contacto (Vijayaruban *et al.*, 2015).

De los análisis se evidenció que el lado norte del puente (Concepción) fue el que resultó con mayores daños de asentamiento además de sufrir el desplazamiento lateral (Yen *et al.*, 2011). De la Figura 2 se puede observar que las cepas No. 45 y No. 60 presentan asentamientos del orden 90 y 80 cm aproximado respectivamente, además de que el eje longitudinal izquierdo de aguas arriba desarrolló mayores asentamientos que el eje longitudinal derecho de aguas abajo (Serrano, 2014).

Para identificar qué pilotes quedan embebidos en estratos potencialmente licuables, la Figura 3 muestra el perfil esperado donde se emplazan los pilotes (Vijayaruban *et*

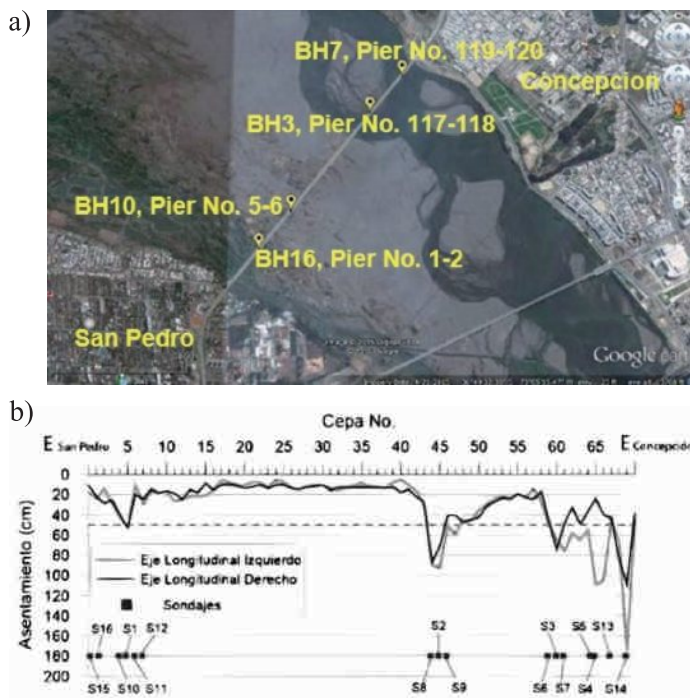


Figura 2: Asentamientos post sismo del puente Juan Pablo II. a) Ubicación de sondajes BH con los pilotes de fundación respectivos (Vijayaruban *et al.*, 2015) y b) registro de asentamientos (Serrano, 2014)

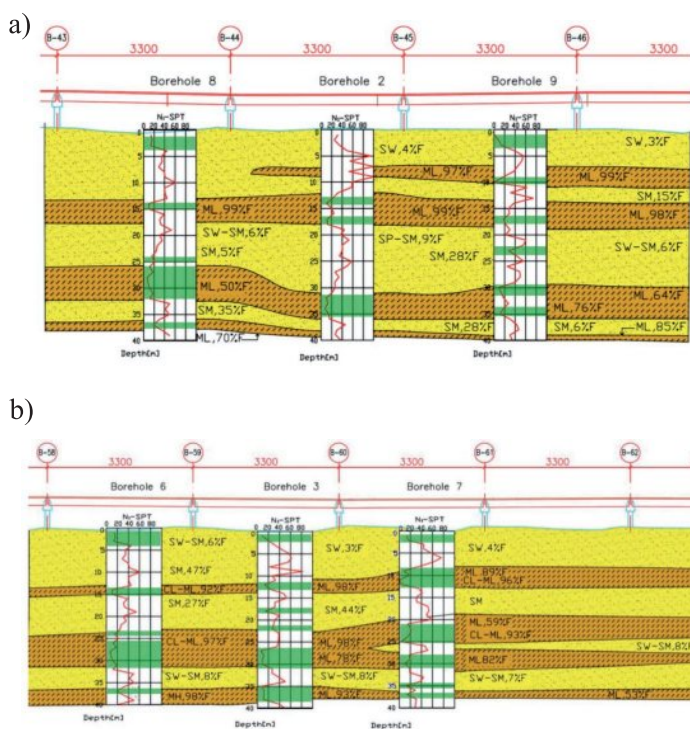
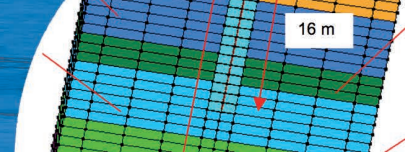


Figura 3: Perfil estratigráfico con estratos posiblemente licuables, marcadas con color verde (González, 2015). a) Sondaje 2 y b) Sondaje 7



al., 2015), donde para valores de SPT  $(N_1)_{60}$  por debajo de 30 golpes/pie es posible considerar zonas potenciales a ser licuables (González, 2015). Las muestras fueron obtenidas de sondajes y las propiedades de los suelos fueron obtenidas de laboratorio, tal como se resume en la Tabla 1. Los resultados de los ensayos disponibles indican una fuerte variabilidad del SPT después de la corrección de datos (González, 2015), es decir, existe una importante estratificación entre suelos sueltos y densos y lentes de finos.

Tabla 1: Caracterización de tipos de suelo en el puente Juan Pablo II, usados para el modelamiento (González, 2015)

Suelo	Cohesión $c$ , kPa	Ángulo de fricción máximo $\phi'$ , grados	Peso unitario saturado $\gamma_{sat}$ , kN/m <sup>3</sup>	Coefficiente de empuje en reposo $K_0$
Limos blandos	14.7	25	18.6	0.58
Limos compactos	14.7	28	18.6	0.53
Arena limosa media	4.9	37	18.6	0.40
Arena limosa densa	4.9	39	19.6	0.37

### Perfil del suelo

Es posible definir un perfil estratigráfico simplificado, representativo del suelo de fundación en el cual fueron colocados los pilotes. En la Figura 4 se muestran los perfiles del suelo correspondientes a los sondajes 2 y 7, ubicados en el suroeste y noreste del puente, respectivamente.

Donde la resistencia por fuste  $f$  desarrollada en el contorno del pilote se considera constante a partir de la profundidad de 15 veces el diámetro (Das, 2012). En nuestro caso en que los pilotes cuentan con una profundidad de 16 m, el parámetro  $f$  aumenta linealmente de manera que se puede calcular como  $f_{prom}$  para pilotes hincados de bajo desplazamiento y en correlación con resultados del ensayo de penetración estándar (Das, 2012) según la siguiente ecuación:

$$f_{prom} = 0.01 p_a (\bar{N}_{60}) \quad (5)$$

Donde  $(\bar{N}_{60})$  es el valor promedio por estrato de la resistencia a la penetración estándar y  $p_a$  es la presión atmosférica ( $\approx 100 \text{ kN/m}^2$ ).

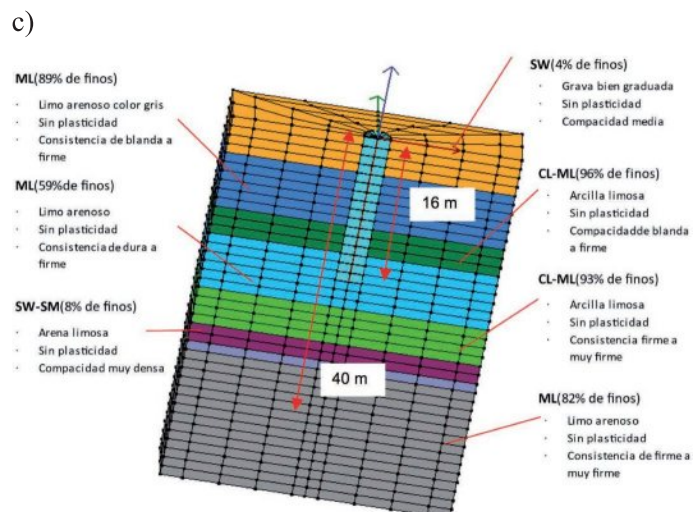
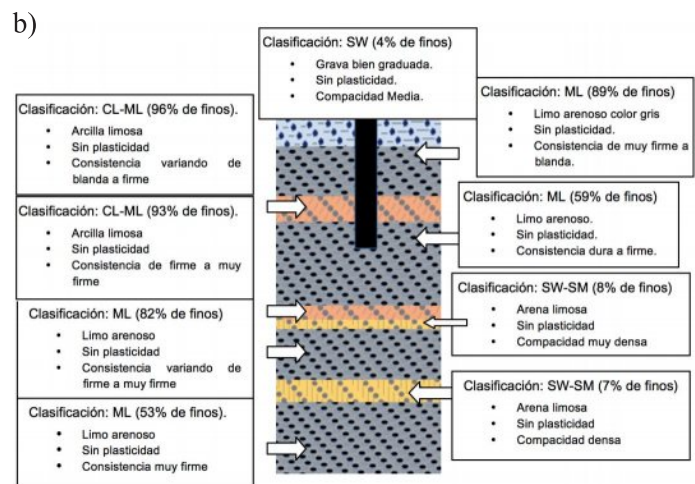
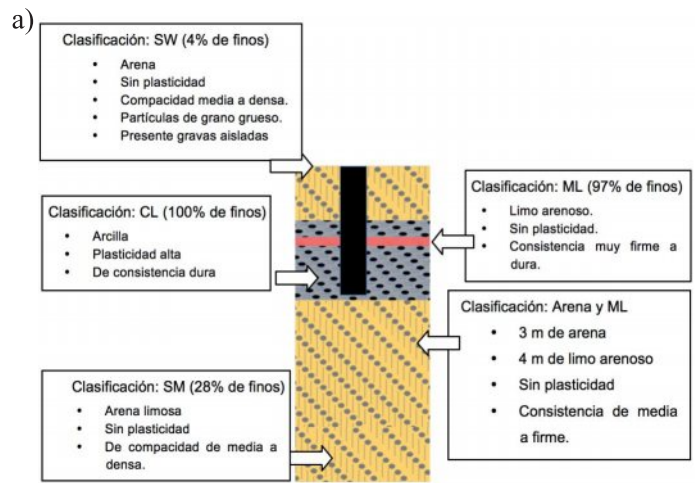
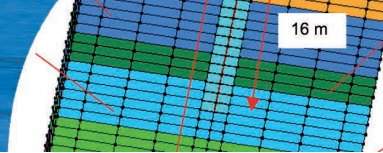


Figura 4: Perfiles estratigráficos y representación gráfica en modelo OpenSees, a) pilote emplazado en Sondaje 2, b) pilote emplazado en Sondaje 7 y c) representación gráfica de pilote en S7 en software OpenSees



Con las ecuaciones para estimar la fricción negativa y los perfiles de suelo identificados se puede obtener la máxima carga teórica por fricción negativa, considerando todos los estratos que interactúan con los pilotes de los sondajes 2 y 7. Con lo anterior, la carga por fricción negativa  $Q$  para los pilotes S2 y S7 sería aproximadamente de  $Q_{s2} = Q_{arena} + Q_{fino} = 843$  kN y  $Q_{s7} = Q_{arena} + Q_{fino} = 1785$  kN.

### Estimación de asentamiento mediante software OpenSeesPL

OpenSees es un software de elementos finitos no lineales de integración explícita, por lo que permite recrear el comportamiento del suelo con cálculos dinámicos directamente con el registro de aceleraciones ([www.opensees.berkeley.edu](http://www.opensees.berkeley.edu)). Cuenta con distintos modelos constitutivos focalizados en arena o finos y distintas publicaciones de validación con mediciones históricas.

Para el análisis se usaron las aceleraciones registradas en la estación de Concepción. Este acelerómetro registró una aceleración horizontal máxima de  $-0.402g$  para la componente longitudinal y de  $0.29g$  para la componente transversal. La Figura 5 muestra la comparación de los gráficos de aceleraciones registrados en superficie por el acelerógrafo en cuestión y los registros calibrados por el programa a nivel de superficie y a nivel del sello de los pilotes, con el objetivo de asegurar que el input de aceleraciones en la base del pilote sea representativo de lo que se registró.

### Estimación de asentamiento mediante software OpenSeesPL

El modelo constitutivo utilizado en el modelo es el propuesto para arenas (Yang *et al.*, 2003). En primera instancia, el modelo define la curva de tensión-deformación en términos del comportamiento del esfuerzo de corte  $\tau$ , como:

$$\tau = G \frac{\gamma}{1 + \gamma/\gamma_{smax}} \quad (6)$$

donde  $G$  es el módulo de corte elástico,  $\gamma$  es la deformación de corte y  $\gamma_{smax}$  es la deformación de corte máxima o residual, para grandes deformaciones.

Para eso se define una superficie de fluencia del material

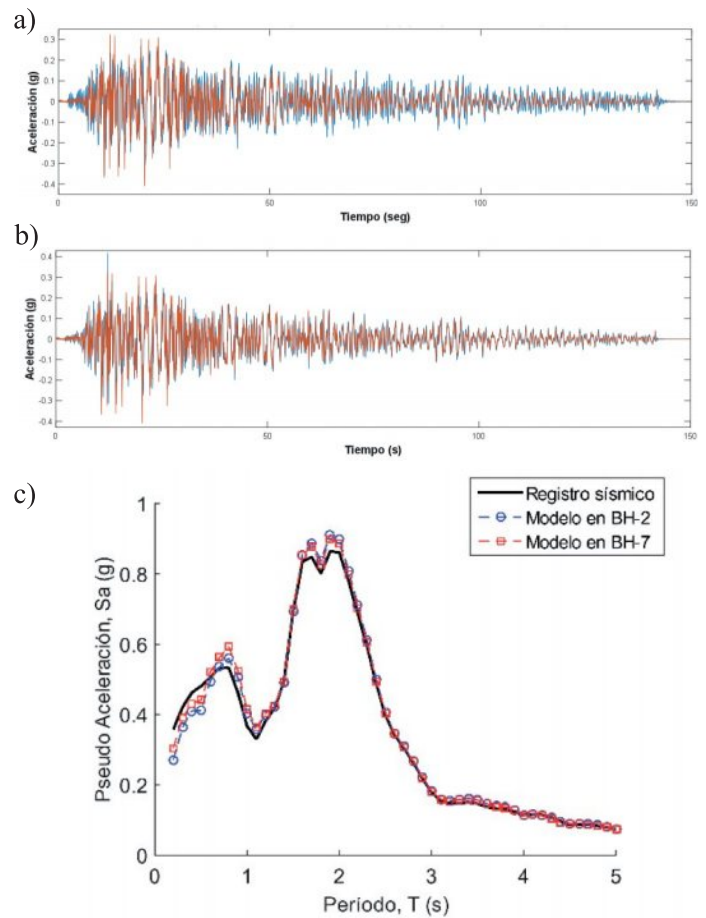


Figura 5: Superposición de registros RENADIC versus OpenSeesPL. a) S2 en superficie, b) S7 en superficie y c) espectro de respuesta, evaluado en la base del pilote a 16 m de profundidad

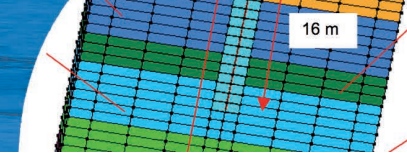
como una variante de los modelos CAP, tal que:

$$F = \frac{3}{2}(s - p'\alpha):(s - p'\alpha) - M^2 p'^2 = 0 \quad (7)$$

donde  $s$  es el tensor desviador,  $p'$  es la tensión media efectiva,  $\alpha$  es un tensor desviador de segundo orden, evaluado en la tensión media  $p'$ ,  $M$  define el tamaño de la superficie de fluencia y  $:$  denota un producto tensorial.

Una vez alcanzada la superficie de fluencia, el material se moviliza a través de un potencial de flujo  $P$  en función de la transformación de fase (PT), que indica cuando el material se vuelve licuable. Luego  $P$  que será función dependiendo si el comportamiento es contractante o dilatante, tal que:

$$P' = \left(1 - \frac{\eta}{\eta_{pt}}\right) d_1 (\gamma_d)^{d_2} ; P' = \left(1 - \text{sign}(\eta) \frac{\eta}{\eta_{pt}}\right) (c_1 + c_2 \gamma_c) \quad (8)$$



Donde  $\eta$  es la razón de esfuerzos,  $\eta = \left(\sqrt{\frac{3}{2}} \frac{s:s}{p'}\right) / p'$ ,  $d_1$  y  $d_2$  son parámetros de ajuste del modelo para comportamiento dilatante,  $c_1$  y  $c_2$  y son parámetros de ajuste del modelo para comportamiento contractante,  $\gamma_d$  y  $\gamma_c$  son escalares relacionados con la deformación.

Este modelo define la contracción y la licuefacción con 3 parámetros cada uno. El parámetro  $c_1$  dicta la tasa de contracción (o aumento del exceso de la presión de poros); los parámetros de dilatancia,  $d_1$  y  $d_2$ , influyen sólo cuando la carga de corte está por fuera de la superficie de transformación de fase (Elgamal *et al.*, 2003). Los otros tres parámetros de licuefacción llamados  $l_1$ ,  $l_2$ , y  $l_3$ , están relacionados con la movilidad cíclica o, como los define el manual de usuario del programa: parámetros que controlan el mecanismo de acumulación de deformación por corte perfectamente plástico inducido por licuefacción (Lu *et al.*, 2011).

Finalmente, la regla de endurecimiento del material se define a través de un parámetro  $\mu$ , tal que:

$$\mu = \frac{M_{m+1}}{M_m} (s - p' \alpha_m) - (s - p' \alpha_{m+1}) \quad (9)$$

Donde  $M_m$  y  $M_{m+1}$  es el módulo de endurecimiento del material para el estados de carga  $m$  y  $m+1$  respectivamente.

Para ejemplificar el modelo, el dominio de soluciones para un esfuerzo medio y la movilización de la carga durante la carga cíclica se presentan en las Figuras 6a) y 6b), respectivamente.

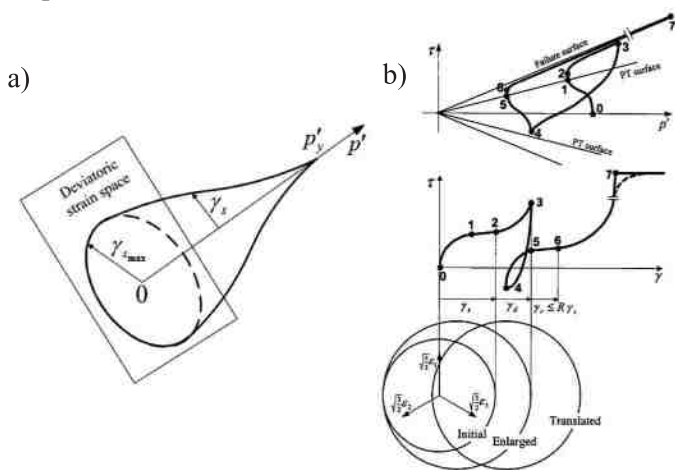


Figura 6: Elementos base de modelo constitutivo en OpenSeesPL (Kramer y Elgamal, 2001). a) Dominio bajo niveles de confinamiento efectivo y b) tensión octaédrica  $\tau$  versus confinamiento efectivo, deformación por corte y fluencia

Para efectos del caso de estudio, la Tabla 2 muestra los valores recomendados para estos parámetros y que fueron usados en la modelación de S2 y S7.

Tabla 2: Valores usados para parámetros de dilatancia y licuefacción en el modelo

Parámetro	Arena suelta (DR=15-35%)	Arena media (DR=35-65%)	Arena media densa (DR=65-85%)	Arena densa (DR=85%-100%)
$c_1$	0.21	0.07	0.05	0.03
$d_1$	0.0	0.4	0.6	0.8
$d_2$	0	2	3	5
$l_1$ , kPa	10	10	5	0
$l_2$	0.02	0.01	0.003	0.000
$l_3$	1	1	1	0

DR: densidad relativa

## Resultados

Los resultados obtenidos de los análisis dinámicos realizados en el software para los dos pilotes en estudio se presentan a continuación, en las Figuras 7 y 8 para los pilotes S2 y S7 respectivamente. Para esto se consideró que los pilotes trabajaban de manera aislada debido a la separación en el eje del puente y que se da tiempo suficiente después del sismo para asegurar la disipación de la sobrepresión de poros. Para cada caso de estudio se recogen los resultados de asentamiento vertical del pilote, deformación unitaria vertical en el suelo, esfuerzo de corte en el suelo, y esfuerzo normal en el suelo.

Para el pilote 2 se obtiene que el asentamiento estimado por el software es de 100 cm aproximadamente. Además, se observa un esfuerzo de corte en el terreno que a una profundidad de la punta del pilote es de aproximadamente 7.5 kPa, y a la profundidad de 23.1 m el esfuerzo de corte llega al máximo con un valor 17.4 kPa. En la Figura 7c), la deformación del terreno es del orden de 0.2%, valor que se mantiene casi constante en la longitud del pilote pero que se ve significativamente aumentado en los estratos siguientes a la punta del pilote llegando a una deformación máxima de 5.1% aproximadamente a los 23.1 m de profundidad. El aumento de esta deformación coincide también con el aumento del esfuerzo de corte y el normal, valores que descienden hasta cero llegando a los 40 m de profundidad.

Para el Pilote S2 se obtiene que el asentamiento estimado es de aproximadamente 41 cm. El esfuerzo de corte registrado en la punta del pilote es de casi 7 kPa, mientras

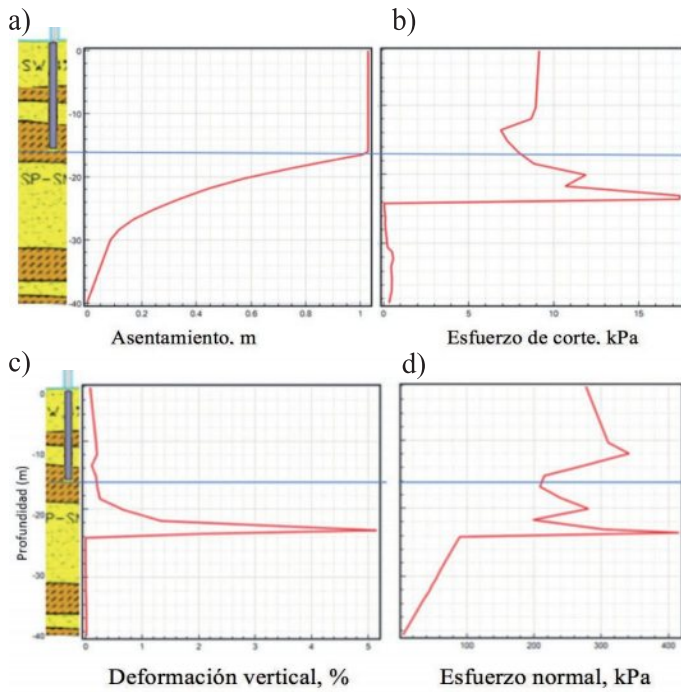
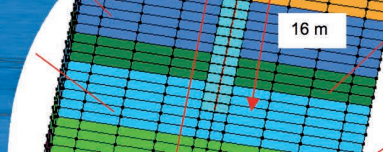


Figura 7: Resultados para pilote S2. a) Asentamiento en nodos a lo largo del eje del pilote, b) esfuerzo de corte, c) deformación vertical, d) esfuerzo normal

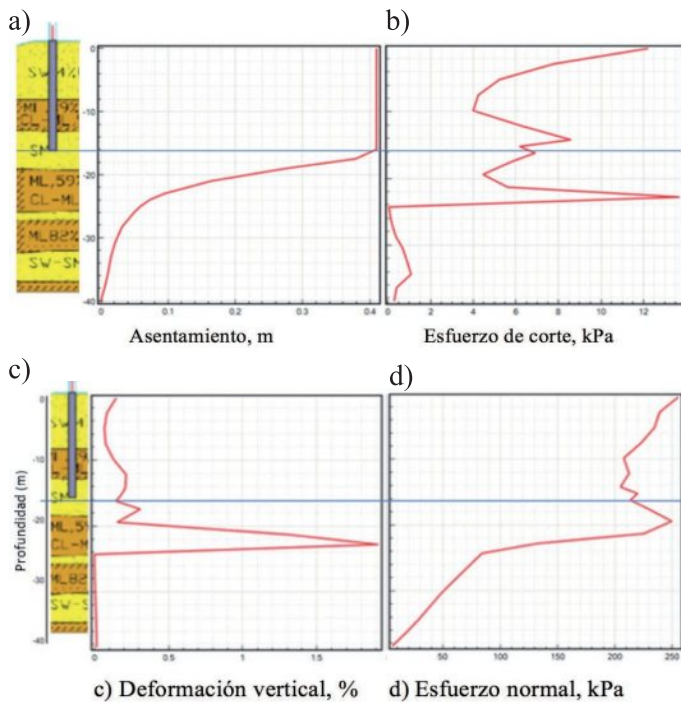


Figura 8: Resultados para pilote S7. a) Asentamiento en nodos a lo largo del eje del pilote, b) esfuerzo de corte, c) deformación vertical, d) esfuerzo normal

que el máximo registro se da en la profundidad de 22.8 m con un valor de 13.7 kPa aproximadamente. En el caso del S7, la deformación vertical de los estratos es de aproximadamente 0.1% en los primeros metros del pilote,

valor que aumenta en los metros finales del pilote llegando a una deformación de 0.2% aproximadamente en la punta del pilote, y que como hemos visto, este es un valor suficiente para generar una movilización en el terreno y por ende un arrastre en el pilote. A diferencia del S2 en donde la deformación volumétrica máxima alcanzó 5%, el S7 solo llegó al 1.9% de deformación aproximadamente.

Comparativamente entre los gráficos de esfuerzo de corte de S2 y S7 se observa que para los pilotes del S2 el esfuerzo de corte tiene valores casi constantes a lo largo de la longitud del pilote. En cambio, para los pilotes del S7 la respuesta máxima en la punta del pilote tiene un valor cercano a los 8 kPa, valor que decrece hasta los 10 m de profundidad a un valor de 4 kPa.

La Figura 9 muestra la distribución de esfuerzos de corte en la longitud de los pilotes. De la integración directa de estos esfuerzos se puede llegar a un valor estimativo del esfuerzo de corte o *downdrag* ejercido por el terreno movilizado por el asentamiento debido a la licuefacción, estimado aproximadamente en 45 y 36 ton para los pilotes S2 y S7 respectivamente.

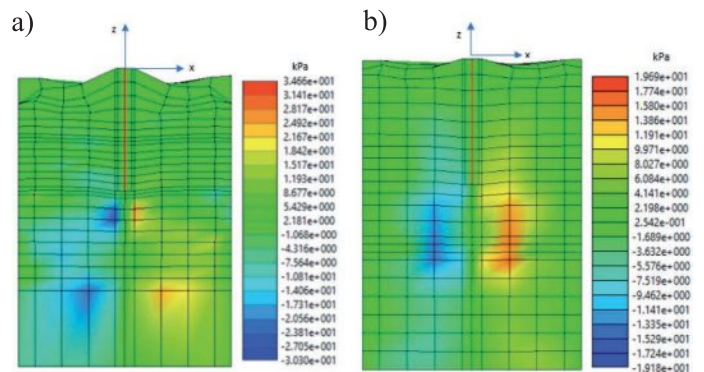


Figura 9: Distribución de esfuerzo de corte en el entorno de los pilotes después del sismo. a) Sondaje 2 y b) Sondaje 7

### Análisis de sobrecarga por *downdrag*

Para la estimación de sobrecarga potencial por *downdrag* (SPD), generada en los pilotes ubicados en el S2, presenta una menor magnitud en comparación a los pilotes ubicados en el S7. Este dato no es menor considerando que el asentamiento fue mayor en los pilotes cercanos al sondaje 2. En dichos casos, la estimación de sobrecarga potencial producto del *downdrag* corresponde al 18% del fuste total inicial. Para los pilotes ubicados en el sondaje 7 la estimación de sobrecarga potencial producto del *downdrag* corresponde al 25% del fuste total inicial.



A pesar de que el sondaje 7 presenta un 7% mayor de SPD, lo que se observó en la realidad es que los pilotes cercanos a este sondaje presentaron un asentamiento menor a los del sondaje 2. Una explicación a esta observación es que los estratos licuables a profundidades mayores de 16 m tuvieron un mayor efecto de movilización en los estratos superiores lo que provocó un mayor asentamiento.

Otro factor que podría influenciar en que los pilotes del S7 presenten una mayor sobrecarga potencial por *downdrag*, pero menor asentamiento, es que el suelo observado bajo la punta del pilote es del tipo limo arenoso de consistencia dura a firme con altos valores de SPT. En comparación a lo que existe bajo la punta de los pilotes en el S2 en donde el suelo cuenta con un estrato de arena limosa de compacidad media al que le sigue un estrato de arcilla débilmente limosa, también de compacidad fina y ambos estratos con bajos valores de SPT, lo que supondría estratos no compactos.

Del análisis de sobrecargas se ve una diferencia notoria entre los valores obtenidos de métodos empíricos, inicialmente estimado en 6 MN (Vijayaruban *et al.*, 2015) contra los obtenidos por el modelo. Según esto último, debido a la movilización negativa de los estratos y la fricción asociada, se obtienen valores de 0.5 MN y 0.4 MN para los pilotes S2 y S7, respectivamente. Por lo anterior, se estima que el asentamiento es de 30 cm aproximadamente registrado bajo los pilotes sujetos a licuación superior es mucho mayor a los 22 mm que generarían sólo por concepto de sobrecarga efectiva. Se puede concluir entonces que hay un asentamiento general, y consecuentemente el pilote baja, pero no todos los estratos que interactúan con el pilote aportan una alta componente de sobrecarga por *downdrag*.

## Asentamiento por *downdrag*

Los asentamientos totales obtenidos por el modelo para S2 y S7 fueron de 100 cm y 41 cm respectivamente. Estos resultados son comparables a los asentamientos registrados in-situ post-terremoto, donde los pilotes más solicitados S2 y S7 se asentaron aproximadamente 100 cm y 60 cm respectivamente. Si se compara con la estimación de asentamientos esperados, se comprueba que la mayor parte del material licuado se da a mayor profundidad, bajo el sello del pilote, como se notó en las primeras campañas de reconocimiento posteriores al terremoto (Bray y Frost, 2010).

De los gráficos se observa que los pilotes tienen una deformación vertical suficiente para movilizar el terreno y producir *downdrag*, que se traduce en el arrastre de los pilotes hacia abajo. De estas movilizaciones, la generada en S2 tiene una mayor magnitud en comparación con S7, superior en un 0.1%. Esto concuerda con el asentamiento generado en S2, que es 60 cm mayor al de S7.

Que la deformación sea mayor en S2 puede deberse en que también presenta un mayor esfuerzo de corte y esfuerzo normal en el pilote. Además, otro motivo por el que los pilotes de S2 presenten un mayor asentamiento es por los estratos presentes en la longitud del pilote y posterior a la punta de este, donde existen arenas y estratos de densidad media.

## Conclusiones

Es necesario considerar los efectos de *downdrag* por licuefacción para proyectos con fundaciones profundas desarrollados en países sísmicos como Chile. Aunque aún no es posible identificar la magnitud con la que actuará este fenómeno, con las herramientas disponibles en la actualidad sí se puede lograr un estimado razonable para así evaluar mejor los factores de seguridad en los diseños de las fundaciones.

De la aplicación del modelo y la calibración contra los datos registrados posterior al terremoto de 2010, a pesar de que solo un modelo (S2) alcanzó aproximadamente el asentamiento registrado en terreno de casi un metro, con el asentamiento reproducido en S7 de 40 cm versus los 60 cm aproximados registrado in-situ es suficiente para confirmar el efecto de *downdrag* en los pilotes. El asentamiento mayor (S2) se presentó en estratos de densidad media a baja con espesores mayores comparativamente con los estratos de S7. Esto produjo un mayor reacomodo del material, resultando en una disminución volumétrica mayor y por lo tanto un esfuerzo de corte mayor en el fuste de esos pilotes.

El método utilizado para calcular la sobrecarga potencial por *downdrag* (SPD) entendido como la movilización completa del estrato, debe ser revisado, ya que su metodología se basa en los valores de ensayos SPT para suelos que no licúan. Como se utilizó para obtener la resistencia de fuste en sentido descendente (fricción negativa), asumiendo un comportamiento ideal, se provoca que para estratos más densos o competentes se puede sobreestimar el valor de sobrecarga potencial por *downdrag*. Esto se observó en



S7, en donde su valor de SPD total (equivalentes a 1700 kN aproximados) fue mucho mayor al de S2 (equivalentes a 850 kN aproximados) porque sus estratos presentaban mayores índices de SPT. Valores muy distintos se obtuvieron del modelo, donde el *downdrag* estimado para S2 fue de 45 ton (equivalentes a 500 kN aproximados) corresponde a un 53% de la sobrecarga potencial por *downdrag* (SPD) calculado en la sección de resultados. El *downdrag* estimado para S7 de 36 ton (equivalentes a 400 kN aproximados) corresponde a un 22.5% de la sobrecarga potencial por *downdrag* (SPD).

Los efectos debidos a la licuefacción deben ser abordados con más detalle en nuestros códigos y manuales de diseño, ya que como se observó en este trabajo, la licuefacción es un fenómeno que trae otros efectos dañinos sobre el terreno y las construcciones. Se debe trabajar en buscar métodos de compactación en suelos licuables cercanos al contorno del pilote para así disminuir la probabilidad de que exista *downdrag*.

## Referencias

- Auvinet, G. and Hanell, J.J. (1981). Negative skin friction on piles in Mexico City clay. *Proceedings 10<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, Sweden, vol. 2, 599-604
- Auvinet-Guichard, G. and Rodríguez-Rebolledo, J. (2017). Criteria for the design of friction piles subjected to negative skin friction and transient loads. *Ingeniería, Investigación y Tecnología* 18(3), 279-292
- Bray, J., and Frost, J. (2010). *Geo-Engineering reconnaissance of the 2010 Maule, Chile Earthquake*. NSF-GEER Association Team. California, USA
- Briaud, J. and Tucker, L. (1996). Design and construction guidelines for *downdrag* on uncoated and bitumen-coated piles. National Cooperative Highway Research Program Transportation Research Board, Washington, DC, USA
- Castro, G. (1975). Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands. *Journal of Geotechnical Engineering Division* 101(6), 551-569
- Das, B.M. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. Séptima edición, Cengage Learning Editores, México
- de la Maza, G., Williams, N., Sáez, E., Rollins, K. y Ledezma, C. (2015). Lateral spreading inducido por licuación en Lo Rojas, Coronel, estudio de terreno y modelo numérico. *Obras y Proyectos* 17, 106-115
- Dirección de Vialidad. (2016). Manual de Carreteras Volumen N°3: Instrucciones y Criterios de Diseño. Ministerio de Obras Públicas, Santiago, Chile
- Elgamal, A., Yang, Z., Parra, E. and Ragheb, A. (2003). Modeling of cyclic mobility in saturated cohesionless soils. *International Journal of Plasticity* 19(6), 883-905
- Fellenius, B. and Siegel, T. (2008). Pile drag load and *downdrag* in a liquefaction event. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 134(9), 1412-1416
- Ferritto, J.M. (1997). Seismic design criteria for soil liquefaction. Report NFESC-TR-2077-SHR Naval Facilities Engineering Service Center. California, USA
- González, V.P. (2015). *Puentes afectados por licuefacción del terreno de fundación debido al terremoto 27F*. Tesis de Magister, Universidad de Chile
- Idriss, I. and Boulanger, R. (2008). Soil liquefaction during earthquakes. Earthquake Engineering Research Institute EERI. California, USA
- Idriss, I. and Boulanger, R. (2010). CPT and SPT based liquefaction triggering procedures. Department of Civil and Environmental Engineering. University of California, USA
- Ishihara, K. and Towhata, I. (1983). Sand response to cyclic rotation of principal stress directions as induced by wave loads. *Soils and Foundations* 23(4), 11-26
- Ishihara, K. and Yoshimine, M. (1992). Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes. *Soils and Foundations* 32(1), 173-188
- Jeong, S., Lee, K. and Lee, C. (2004). Slip-effect at the pile-soil interface on dragload. *Computers and Geotechnics* 31(2), 115-126
- Kong, G., Liu, H., Yang, Q., Liang, R. Y. and Zhou, H. (2013). Mathematical model and analysis of negative skin friction of pile group in consolidating soil. *Mathematical Problems in Engineering*, doi:10.1155/2013/956076



- Kramer, S. and Elgamal, A. (2001). *Modeling soil liquefaction hazards for performance-based earthquakes engineering*. Pacific Earthquake Engineering Research Center PEER, Berkeley, USA
- Lu, J., Elgamal, A. and Yang, Z. (2011). OpenSeesPL: 3D Lateral pile-ground interaction user manual (Beta 1.0). [http://www.soilquake.net/openseespl/OpenSeesPL\\_UserManual.pdf](http://www.soilquake.net/openseespl/OpenSeesPL_UserManual.pdf)
- Matyas, E. and Santamarina, J. (1994). Negative skin friction and the neutral plane. *Canadian Geotechnical Journal* **31**(4), 591-597
- Mishra, A. and Patra, N. (2018). Dragload of pile groups in consolidating non-Darcian clays. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering* **171**(4), 295-309
- Poulos, H. and Davis, E. (1975). Prediction of downdrag forces on end-bearing piles. *Journal of Geotechnical Engineering* **101**(2), 189-204
- Rodriguez, J. y Auvinet, G. (2011). Modelado numérico del comportamiento de un pilote sometido a fricción negativa y cargas accidentales. *Pan-American Canadian Geotechnical Conference*. Ontario, Canada
- Rollins, K. and Hollenbaugh, J. (2015). Liquefaction induced negative skin friction from blast-induced liquefaction tests with auger-cast piles. *6<sup>th</sup> International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*. Christchurch, New Zealand
- Rui, W., Lui, X. and Zhang, J.-M. (2015). Analysis of seismic pile response on liquefiable ground using a constitutive model for large post-liquefaction deformation. *6<sup>th</sup> International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Christchurch, New Zealand
- Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* **97**(9), 1249-1273
- Seed, H.B., Maksud, F.I., Idriss, I.M. and Lee, K.L. (1975). The slides in the San Fernando Dams during the earthquake of February 9, 1971. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* **101**(7), 651-688
- Seed, R.B., Cetin, K.O., Moss, R.E., Kammerer, A.M., Wu, J., Pestana, J.M., Riemer, M.F., Sancio, R.B., Bray, J.D., Kayen, R.E. and Faris, A. (2003). Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework. In *Proceedings of the 26<sup>th</sup> Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar*, Long Beach, CA, USA
- Serrano, C.B. (2014). *Efectos de la licuefacción en puentes fundados en pilotes*. Tesis de magíster, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile
- Vijayaruban, V., Muhunthan, B. and Fellenius, B. (2015). Liquefaction-induced downdrag on piles and drilled shafts. *6<sup>th</sup> International Conference on Earthquake Engineering*. Christchurch, New Zealand
- Yang, Z., Elgamal, A. and Parra, E. (2003). Computational model for cyclic mobility and associated shear deformation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **129**(12), 1119-1127
- Yen, W., Chen, G., Buckle, I., Allen, T., Alzamora, D., Ger, J. and Arias, J. (2011). Post-earthquake reconnaissance report on transportation infrastructure: impact of the February 27, 2010, Offshore Maule Earthquake in Chile. U.S Department of Transportation, Federal Highway Administration, USA
- Youd, T. and Idris, I. (2001). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **127**(4), 297-313





# Comportamiento isotrópico a altas presiones de arenas de relave con finos no plásticos

Isotropic behaviour of tailings sands with non-plastic fines at high pressures

Fecha de entrega: 20 de diciembre 2018

Fecha de aceptación: 27 de agosto 2019

Camilo Córdova<sup>1,2</sup>, Felipe Ochoa<sup>2</sup>, Ramón Verdugo<sup>3</sup>, Roberto Olguín<sup>4</sup>, Miguel Bravo<sup>5</sup> y Vicente Mercado<sup>6</sup>

<sup>1</sup> Golder Associates, Magdalena 181, piso 3, Las Condes, Región Metropolitana de Santiago, Chile, ccordova@golder.cl

<sup>2</sup> Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Av. Blanco Encalada 2002, Santiago, Chile, fochoa@ing.uchile.cl

<sup>3</sup> CMGI Ltda, Virginia Opazo 48, Santiago, Chile, rverdugo@cmgi.cl

<sup>4</sup> GDE Consultores Geotécnicos, José Miguel Claro 070, Providencia, Región Metropolitana de Santiago, Chile, roberto.olguin@gmail.com

<sup>5</sup> IDIEM, Universidad de Chile, Plaza Ercilla Poniente 883, Santiago, Chile, miguel.bravo@idiem.cl

<sup>6</sup> Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Norte, km5 Vía Puerto Colombia, Barranquilla, Colombia, vmercado@uninorte.edu.co

*Se presenta un estudio experimental que examina el comportamiento triaxial isotrópico de arenas de relave en un amplio rango de presiones, desde 10 kPa hasta 5 MPa, variando el contenido de finos de las muestras. Los resultados sugieren que la cantidad de finos aumentan la compresibilidad de las arenas de relave depositadas en estado suelto, generando cambios significativos en el índice de vacíos al ser confinados en todo el rango de presiones estudiado. También se observa que el efecto de los finos en la compresibilidad disminuye con la disminución del índice de vacíos, exhibiendo incluso una rigidización de la muestra para los estados más densos de confección. Resultados de imagenología realizada post-ensayo sobre el material sugieren que la arena de relave presenta solo rotura de los cantos angulosos al ser consolidada a altas presiones; para índices de vacíos bajos se observan diferencias en el contenido de finos de hasta un 4% para la arena limpia. Esta diferencia disminuye al aumentar el contenido de finos de la arena, sugiriendo que la presencia de finos contribuye a la estabilidad de la estructura granular, redistribuyendo los esfuerzos interpartículas, disminuyendo el nivel de rotura.*

*Palabras clave: finos no plásticos, compresibilidad, altas presiones, relaves, consolidación*

*This article presents an experimental study that examines the isotropic triaxial behaviour of tailings sands in a wide range of pressures from 10 kPa to 5 MPa, varying the fine content of the tested samples. The results suggest that the presence and quantity of fines have influence in the behaviour: there is an increase in the compressibility of tailings sands deposited in a loose state, generating significant changes in the void ratio when confined throughout the range of pressures studied. In addition, it is observed that the effect of the fines in the compressibility decreases with the decrease of the void ratio, even exhibiting stiffening of the sample for the densest conditions of confection. Results of imaging performed post-test on the material suggest that the tailings sand exhibits a slight breakage of its angular edges when consolidated at high pressures. For low void ratios, differences in fines content of up to 4% are observed for clean sand. This difference decreases when the fine content of the sand increases, suggesting that the presence of fines contributes to the stability of the granular structure, redistributing the interparticle stresses, decreasing the level of breakage.*

*Keywords: non-plastic fines, compressibility, high pressure, tailings, consolidation*

## Introducción

La caracterización y análisis del comportamiento de arenas se enfoca principalmente en el comportamiento de la estructura granular a niveles tensionales involucrados en

proyectos de ingeniería convencionales, *i.e.*, hasta 1 MPa. Dentro de este rango de tensiones, en particular el cambio del índice de vacíos según la presión de confinamiento está determinado por condiciones de formación del material, como el contenido de agua inicial (Hong *et al.*, 2010), la



temperatura (Baldi *et al.*, 1988; Campanella y Mitchell, 1968), su cementación y envejecimiento (Schmertmann, 1983, 1984, 1991). Otro factor que influencia la compresibilidad de los materiales granulares a bajas presiones, por ejemplo, es el método de confección de las probetas (Casagrande, 1936; Santagata y Germaine, 2002; Schmertmann, 1955; Terzaghi y Peck, 1948).

Por otra parte, el desarrollo de infraestructura ha impulsado proyectos donde el nivel tensional sobre el suelo supera 1 MPa. Ejemplo de esto son los tranques de relave que, debido a la creciente industria minera, contemplan alturas de coronamiento sobre los 150 m. A este nivel tensional el índice de vacíos varía a una tasa mucho menor con la presión de confinamiento, lo que se traduce en una disminución de la compresibilidad (Aplin *et al.*, 1995; Athy, 1930). Los mecanismos que influyen este comportamiento a este nivel de presiones son la distribución de tensiones entre partículas, su reordenamiento granular, la rotura de partículas, y el efecto del tiempo, también conocido como *creep* (Barden, 1965; Mesri y Castro, 1987; Mesri y Godlewski, 1977). Por otro lado, la historia tensional y de formación de la muestra pierde relevancia en el comportamiento a estas presiones, independiente si la muestra es remoldeada o inalterada (Burland, 1990; Chilingar y Knight, 1960; Hong *et al.*, 2012; Skempton, 1969; Terzaghi y Peck, 1948). En este contexto, en particular para arenas de relave, varios estudios sugieren que este tipo de arenas presentan mayor compresibilidad, particularmente para estados más sueltos y en la primera etapa de la consolidación (Maureira, 2012; Solans, 2010; Vargas, 2015).

Con respecto al aumento del contenido de finos, las arenas naturales evidencian un aumento en la compresibilidad del material al ser confinadas. La mayor compresibilidad se explica por estructuras “metaestables”, en las cuales partículas de material fino están entre partículas de arena, tanto en el espacio de vacíos como a nivel de contacto. En particular, al ser cargado, el material fino en el contacto entre partículas de arena, al ser desplazado hacia el espacio intergranular, facilitarían el reacomodo de las partículas de arena (Yamamuro y Covert, 2001).

En el contexto de rotura de partículas, el contenido de finos influye en la distribución de las tensiones dentro del esqueleto granular. Estudios en arenas naturales muestran

que un material bien graduado presenta menor rotura que uno mal graduado (Yamamuro y Covert, 2001). Lo anterior se debe a que, un material mal graduado, bajo una misma mineralogía, posee menores contactos entre partículas, lo que implica una mayor concentración de esfuerzos en estos contactos (Lee y Farhoomand, 1967). Otros estudios que analizan el fenómeno de rotura, en arenas de relave, en consolidación isótropa hasta una presión confinante de 5 MPa, muestran que en estas arenas presentan un aumento en su contenido de finos de hasta un 3% con respecto a su contenido de finos inicial (Maureira, 2012).

En este contexto, el presente trabajo muestra los resultados de 48 ensayos de consolidación triaxial, a presiones de confinamiento entre 1 y 5 MPa. Las probetas contienen 0, 5, 10 y 20% de finos, y densidades relativas de confección  $D_r$  de 15, 65 y 90%. Además, se realizan ensayos de granulometría y microscopía óptica post consolidación para compararlas con el material intacto. Se analiza la evolución de la compresibilidad para un amplio rango de presiones de confinamiento. Además, se indaga en la posible ocurrencia de rotura particular.

## Equipos, materiales y programa experimental

### Equipos

Este estudio utilizó el equipo triaxial de altas presiones del Laboratorio de Sólidos y Medios Particulados de la Universidad de Chile, desarrollado por Solans (2010). El sistema tiene un marco de carga, sistemas de aplicación de carga axial, presión de cámara, contrapresión, cambio volumétrico, celda triaxial, así como instrumentación y sistemas de adquisición de datos.

### Materiales

El plan experimental considera consolidaciones triaxiales isótropas, realizadas en muestras de arenas de relave, provenientes del tranque de relaves El Torito, perteneciente a la mina El Soldado. Esta arena es angular según lo observado en la Figura 1. El material original, con un contenido de finos  $CF = 23\%$ , fue lavado con el fin de extraer las partículas finas, obteniéndose una arena de relave limpia, con un 1% de contenido de finos, como se observa en la Figura 2. Para desarrollar el plan experimental, la arena se mezcla con material fino, no

plástico, para confeccionar materiales de 1, 5, 10 y 20% de contenido de finos NP.

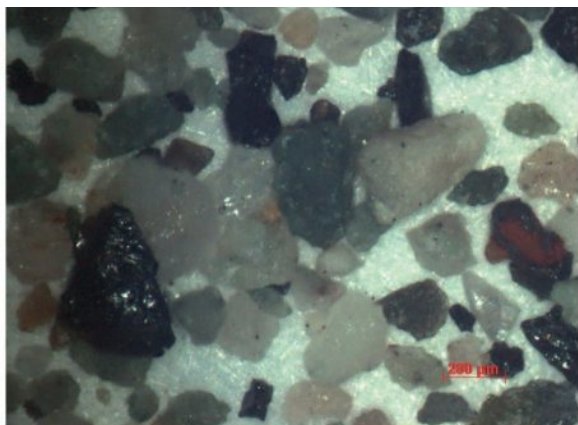


Figura 1: Arena de relaves (CF = 1%), proveniente del tranque de relaves El Torito

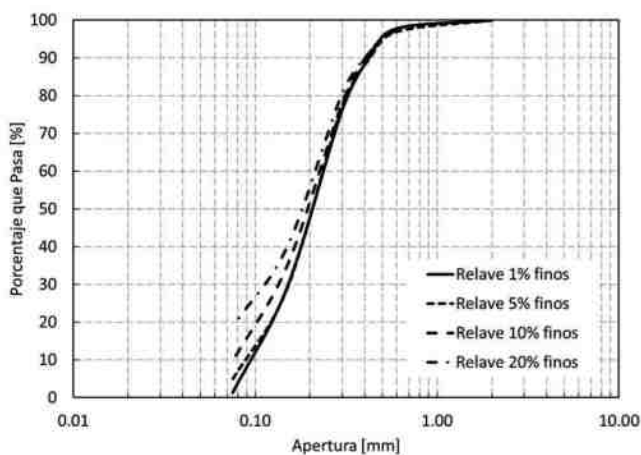


Figura 2: Curvas granulométricas de arenas ensayadas

### Programa experimental

El programa experimental incluye 48 ensayos de consolidación isotrópica, variando el contenido de finos de las muestras, la densidad relativa de confección y la presión de confinamiento. Para cada contenido de finos y densidad relativa, se llega a cuatro presiones de confinamiento indicadas en la Figura 3a) y 3b), se detiene el ensayo y se realizan granulometrías y microscopías por tamiz.

### Metodología

La confección de probetas consideró el uso de la metodología de compactación húmeda (*wet tamping*), compactando en diez capas iguales en un molde de bronce de dimensiones conocidas. Finalizada la confección, la probeta se monta, se infiltra con CO<sub>2</sub>, agua destilada, se aplica una contrapresión de 200 kPa, y se verifica saturación

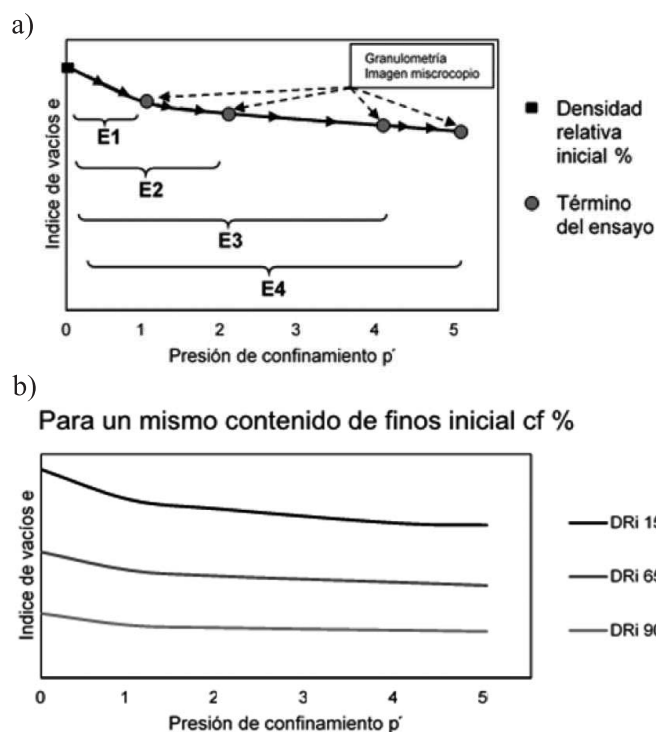


Figura 3: Esquemización del programa experimental. a) Desarrollo de la curva  $e-p'$  para cada material estudiado y b) esquema del desarrollo de densidades relativas para cada material (presión en MPa).

mediendo el parámetro B de Skempton, para proceder a la consolidación, solo se ensayan probetas con un parámetro B igual o mayor a 0.95.

El confinamiento aumenta en intervalos de 100 kPa, permitiendo el drenaje y estabilización del cambio volumétrico antes del siguiente incremento de carga. Se miden la presión de poros, deformación axial y el cambio volumétrico a los 30 s, 1 min, 2 min y 4 min de consolidación, hasta alcanzar la presión de confinamiento efectivo final deseada, monitoreando los cambios volumétricos del material ante la presión hidrostática.

Luego de la consolidación, se procede a la evaluación del índice de vacíos final del ensayo mediante el método utilizado por Verdugo e Ishihara (1996), el cual cuantifica el índice de vacíos de probetas saturadas a través del agua contenida en las muestras.

Posterior al ensayo de consolidación, el material se seca y se tamiza, para ser comparada con la granulometría del material sin ensayar. Además, se toman muestras de microscopía en el material retenido en cada uno de los tamices. En particular, esto se realiza en el material intacto, y para las consolidaciones realizadas hasta 2 MPa y 5 MPa.

## Resultados experimentales

### Variación del índice de vacíos en consolidación

El contenido de finos de un material tiene influencia en su comportamiento mecánico, así como en algunos de sus parámetros de estado que lo caracterizan. En la Figura 4 se muestran los resultados de los ensayos de vacíos máximos y mínimos, utilizando el método japonés (JGS, 2000) y de depositación lenta del material (ASTM D4254, 2000). El contenido de finos utilizado varía entre 1 y 50%. Se adopta el método japonés en vez del método convencional (mesa vibratoria) para la estimación de densidad máxima, de manera de estandarizar los resultados con investigaciones realizadas anteriormente por otros autores en el mismo laboratorio con el mismo material (e.g. Maureira, 2012; Solans, 2010). Durante el ensayo, en particular para contenidos de finos altos sobre 30%, no se tomó en consideración la migración de partículas finas dentro del cilindro metálico, ni se mantuvo registro de este fenómeno.

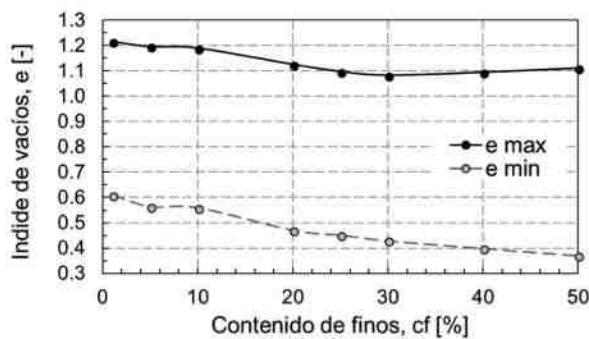


Figura 4: Resultados de los ensayos de densidad máxima (JGS, 2000) y mínima (ASTM D4254, 2000), para la arena de relave estudiada, variando el contenido de finos con respecto a la arena.

La Figura 5 muestra como varía el índice de vacíos  $e$  al consolidar las muestras de manera isotrópica para presiones de confinamiento desde 10 kPa hasta 5 MPa. Se contrastan, para las mismas presiones, arenas de relave con contenidos de finos de 1, 5, 10 y 20%.

En la Figura 6, se muestra el índice de vacíos normalizado por el índice de vacíos inicial  $e_0$  durante consolidación isotrópica hasta una presión de confinamiento de 5 MPa. Se presentan, además, los resultados de ensayos de consolidación isotrópica en arena natural de Ottawa, llevadas, también, hasta 5 MPa de confinamiento y normalizadas por su índice de vacíos inicial  $e_0$ .

El índice de vacíos normalizado cuantifica cuanto más compresible es un material con respecto a otro, bajo los

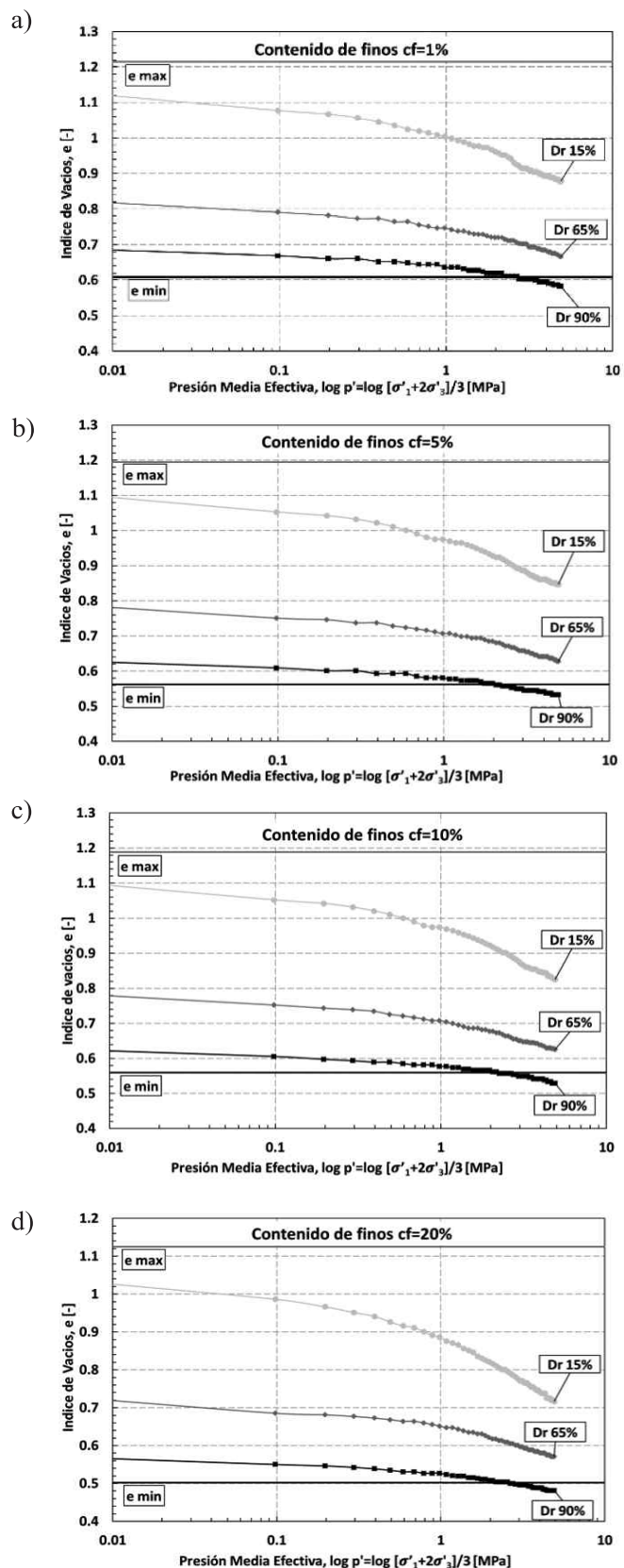


Figura 5: Variación del índice de vacíos  $e$  en consolidación isotrópica con la presión media  $p'$  y diferentes estados iniciales  $Dr = 15, 65$  y  $90\%$  para los distintos materiales estudiados con contenidos de finos CF de: a) 1%, b) 5%, c) 10% y d) 20%

mismos estados de carga. Las Figura 6a y 6c muestran que, las arenas de relave presentan un mayor cambio en su índice de vacíos al estar afectados por cargas isotrópicas, en relación con las arenas de Ottawa redondeadas. Además, para los estados más sueltos de las arenas de relave estudiadas ( $Dr=15$  y  $65\%$ ), se observa que, al aumentar el contenido de finos de las muestras, estas evidencian un mayor cambio en su índice de vacíos durante consolidación isotrópica, para todo el rango de presiones estudiado.

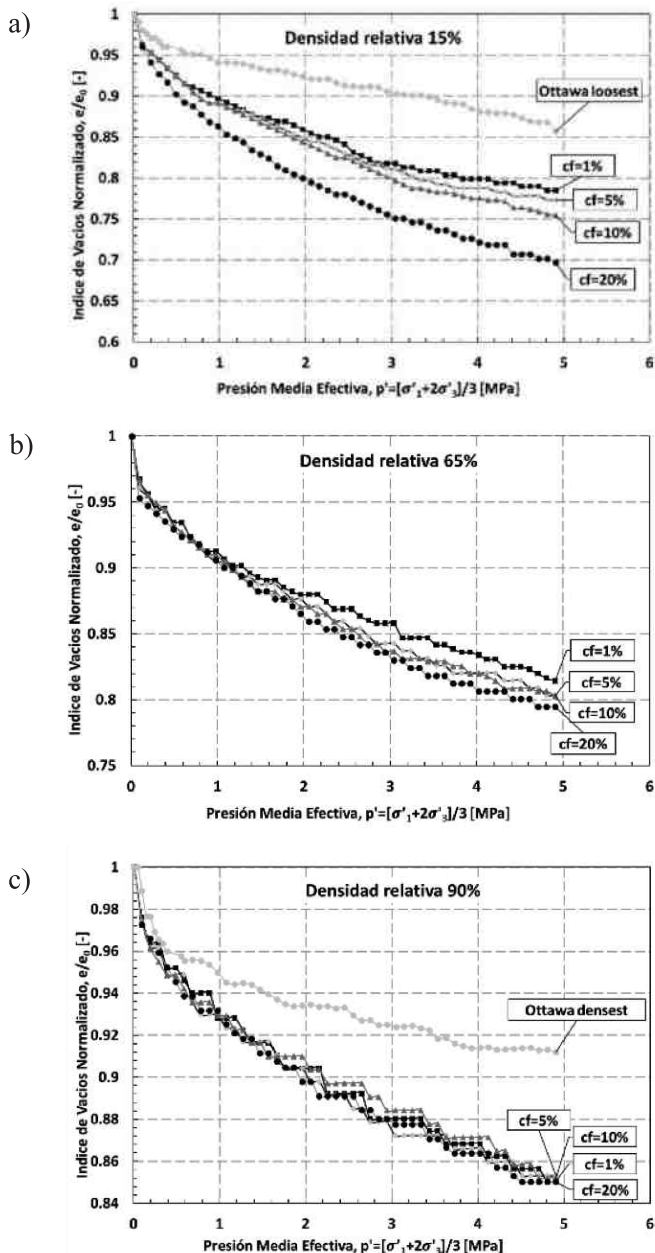


Figura 6: Variación del índice de vacíos  $e$  en consolidación isotrópica normalizado por el índice de vacíos inicial  $e_0$ , en relación a la presión media  $p'$  y para distintos materiales estudiados (CF = 1, 5, 10 y 20%) para tres estados iniciales  $Dr$  de: a) 15%, b) 65% y c) 90%

## Rotura de partículas

Se utiliza el factor de rotura de partículas  $B_{10}$ , propuesto por Lade y Yamamuro (1996) y definido en (1). Este parámetro entrega valores en el rango de 0 a 1 y representa el porcentaje de variación que tiene el 10% más fino de la muestra de material ensayado.

$$B_{10} = 1 - \frac{D_{10f}}{D_{10i}} \quad (1)$$

Donde  $D_{10f}$  es el tamaño de partícula para el cual el 10% de la muestra ensayada es más fina y  $D_{10i}$  es el tamaño de partícula donde el 10% de la muestra original es más fina.

En la Figura 7 se contrastan todas las densidades relativas analizadas en este estudio, variando el contenido de finos para los ensayos de consolidación isotrópica.

## Discusión

### $e_{max}$ y $e_{min}$

La curva conformada por los estados más sueltos llega a un valor mínimo  $e_{max} = 1.082$ , luego de esto, tiende a aumentar, según lo indicado en la Figura 4. Esta observación concuerda con el comportamiento de arenas naturales con finos no plásticos exhibido por estudios previos (Lade *et al.*, 1998), quienes observaron que el índice de vacíos máximo disminuye inicialmente hasta un porcentaje que puede oscilar entre  $CF = 20$  y  $40\%$ , para luego volver a aumentar. Lo anterior ocurre mientras las partículas finas puedan alojarse entre los espacios intersticiales. Sin embargo, cuando el contenido de finos aumenta, estos se empiezan a alojar entre las partículas de arena, al nivel de su contacto, separándolas, como se esquematiza en la Figura 8. Esto concuerda con lo presentado por Yamamuro y Covert (2001), quienes observaron que las partículas finas se acomodan como una estructura denominada "metaestable", al alojarse entre los contactos de las partículas de arena separándolas.

Al analizar la curva conformada por los estados más densos en la Figura 4, se observa que esta es decreciente para todos los porcentajes de finos analizados. Esto se debe a que, por la naturaleza angular de las partículas de arena de relave y la alta energía de compactación, los finos, de naturaleza angular, también tienden a acomodarse en los espacios vacíos entre las arenas, disminuyendo el índice, como se esquematiza en la Figura 9.

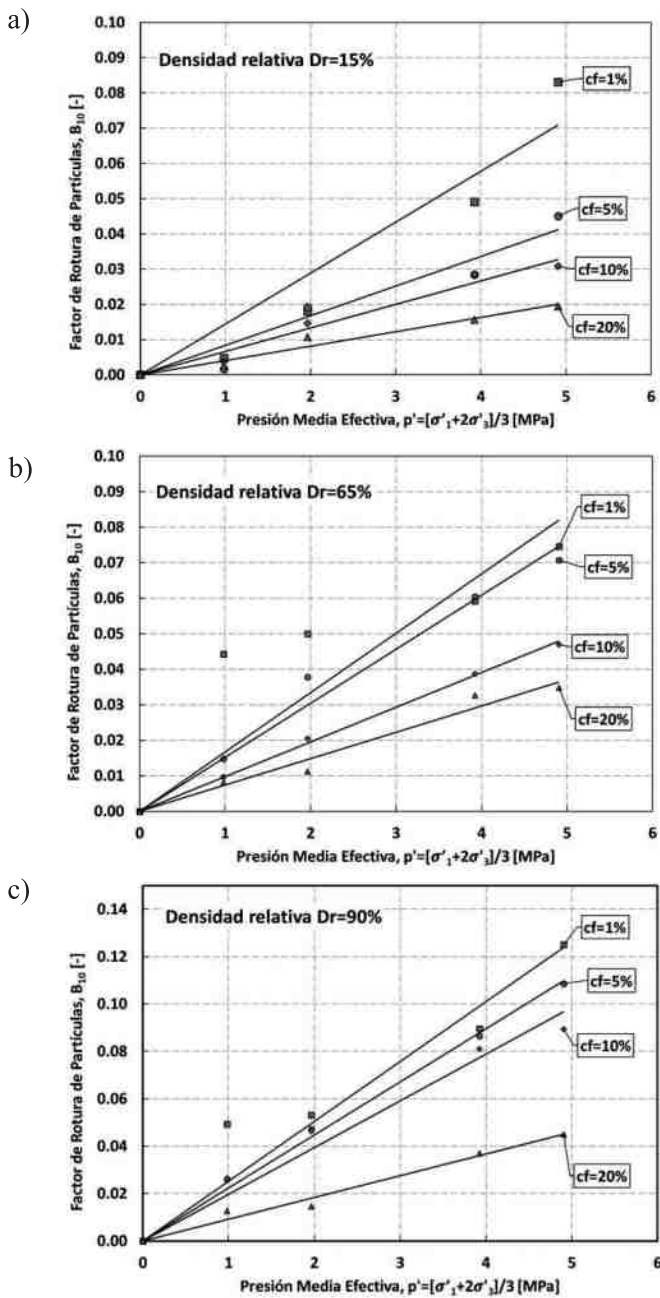


Figura 7: Variación del factor de rotura de partículas  $B_{10}$  (Lade y Yamamuro, 1996) con la presión media efectiva  $p'$  para muestras de densidad relativa de confección de: a) 15%, b) 65% y c) 90%

## Compresibilidad

Los resultados obtenidos de las consolidaciones hasta 5 MPa, para los estados más sueltos y más densos ( $D_r = 15\%$  y  $90\%$ ), muestran una amplia región de estados posibles de índices de vacíos para todos los materiales estudiados. Esto se debe a la naturaleza irregular/angulosa de estas arenas, que permite formar estructuras con índices de vacíos mayores en comparación con arenas naturales que pueden

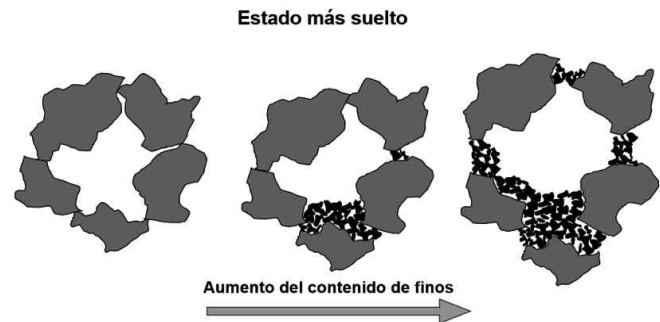


Figura 8: Esquema del mecanismo de ordenamiento del estado más suelto para la arena de relave al aumentar su contenido de finos.

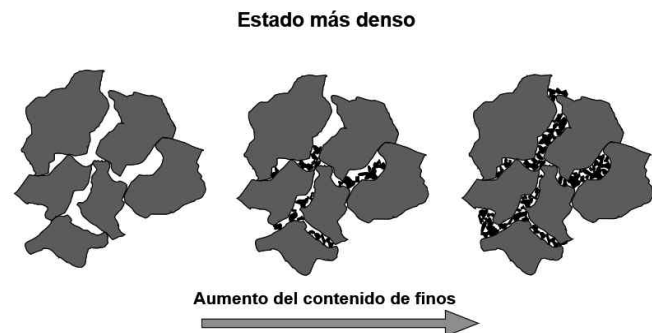


Figura 9: Esquema del mecanismo de ordenamiento del estado más denso para la arena de relave al aumentar su contenido de finos.

presentar más redondeo en su superficie. Lo anterior se traduce en una mayor capacidad de reordenamiento de partículas al ser consolidada.

Se observa en los resultados de consolidaciones isotrópicas que, para los ensayos realizados a densidades relativas de confección de  $90\%$ , llevadas por sobre los 2 MPa de presión de confinamiento, se alcanzan índices de vacíos menores al valor mínimo obtenido en los ensayos de densidad máxima entregados por el método japonés (JGS, 2000), para todos los materiales ensayados. A niveles de tensión elevados, es posible alcanzar estados de ordenamientos de partículas más compactas, no alcanzables con los métodos estandarizados de compactación que determinan el índice de vacíos mínimo.

Con respecto a los resultados presentados en las Figuras 5a-5d, donde se muestra el cambio de índice de vacíos durante consolidación isotrópica, se observa un aumento de compresibilidad, al aumentar el contenido de finos. Al normalizar el índice de vacíos por el índice de vacíos inicial, Figuras 6a-6c, se evidencia de mejor forma el cambio de compresibilidad de las muestras ensayadas. Al

comparar la arena con 20% de contenido de finos con la arena lavada (CF = 1%), existe un 10% de diferencia entre el índice de vacíos final con el índice de vacíos inicial, en ensayos de consolidación hasta 5 MPa.

Esta diferencia se va haciendo cada vez menos notoria al aumentar la densidad relativa de confección de las muestras. Este comportamiento es debido a que, para los estados más densos, los finos se acomodarian entre la estructura granular, con una metaestructura ya desplazada, acomodada y estable (Yamamuro y Covert, 2001), que no aportaría en el reordenamiento de las partículas de arena, incluso restringiendo su cambio. Para el caso de los estados más sueltos, los finos tendrían gran influencia en la compresibilidad del material. La estructura metaestable aportaría en el reordenamiento de las partículas de arena al ser consolidadas de manera isotrópica, como se esquematiza en la Figura 10.

Para cuantificar la compresibilidad de las arenas estudiadas a altas presiones, por sobre 1 MPa, con diferentes dosificaciones de contenido de finos, se propone el coeficiente de compresión,  $C_{c10}$ , el subíndice indica que es la compresibilidad por sobre 1 MPa, que es diferente al utilizado normalmente en compresión oedométrica a bajas presiones. Los subíndices utilizados para el índice de vacío  $e_x$  y para la presión de confinamiento  $p'_x$  indican la presión de confinamiento en que fueron evaluados.

$$C_{c10} = \frac{e_{50} - e_{10}}{\log(p'_{50}) - \log(p'_{10})} \quad (2)$$

La Figura 11 muestra los valores del coeficiente de compresión para la arena de relave con diferentes dosificaciones de contenido de finos ensayadas hasta 5 MPa, para las densidades de confección de 15%, 65% y 90%. Este parámetro muestra el aumento gradual de la compresibilidad para los estados más sueltos. Finalmente, para el caso de las densidades relativas de 90%, los resultados muestran un aumento en la rigidez volumétrica, presentándose cada vez menores variaciones en el índice de vacíos al aumentar el contenido de finos de las muestras. Los finos ya acomodados entre los espacios intergranulares tenderían a restringir el reacomodo de las partículas más grandes, lo que explica el leve aumento en la rigidez volumétrica.

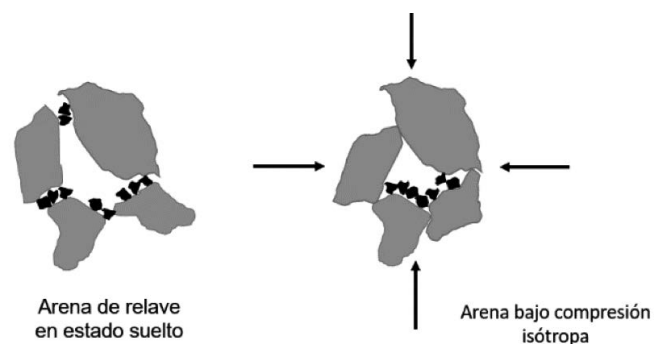


Figura 10: Mecanismo de metaestructura movilizada para estados sueltos de arena de relave al ser consolidada

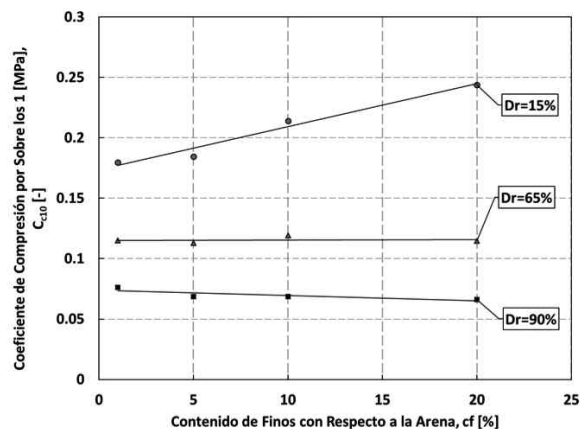


Figura 11: Variación del coeficiente de compresión  $C_{c10}$ , para  $p'$  mayor a 1 MPa al aumentar la cantidad de finos, para las densidades relativas estudiadas ( $Dr = 15\%$ ,  $65\%$  y  $90\%$ ).

## Evidencia de pulido de cantos

Para analizar la influencia que tiene la densidad relativa en la rotura, se comparó la diferencia entre las granulometrías pre y post consolidación, usando el factor de rotura de partículas  $B_{10}$ , indicada en (1), este factor muestra la variación de tamaño en el 10% más fino de las muestras. Se utiliza este factor debido a que estas arenas no muestran una rotura del grano completo, sino más bien un pulido de sus cantos angulosos (Maureira, 2012), generando material fino. Las muestras ensayadas de mayor densidad relativa presentan mayores valores del factor de rotura, lo cual concuerda con los resultados de investigaciones anteriores (Solans, 2010), en el mismo tipo de arena, aun cuando el contenido de finos es diferente. Esto se explica por la naturaleza angulosa de las arenas de relave que permite un estado suelto con grandes índices de vacíos, lo que resulta en una gran capacidad de reordenamiento sin que se rompan los cantos angulosos. Este comportamiento

es contrario a lo visto en la literatura técnica en arenas naturales redondeadas, como se indica en trabajos realizados por Bopp y Lade (1997) y Hardin (1985), donde se observa que, al existir menos contactos entre partículas, las arenas en estados sueltos muestran mayor rotura en arenas naturales.

El comportamiento diferente para arenas de relaves con respecto a arenas naturales se puede explicar desarrollando una hipótesis en torno a la forma de las partículas. Si bien, al tener densidades mayores existe un mejor acomodo de partículas y mayor número de puntos de contacto que distribuye más uniformemente los esfuerzos efectivos, estos son de un área mucho menor, frágil e irregular que generarían concentración de tensiones generando un quebramiento/pulido de los cantos angulosos.

Las Figuras 7b y 7c muestran que para las densidades relativas  $Dr = 65\%$  y  $90\%$ , se observa un aumento considerable de la rotura para las probetas con  $1\%$  de contenido de finos a  $1$  MPa de presión de confinamiento. De manera diferente sucede para la muestra confeccionada a una densidad relativa de  $15\%$ , en el que el valor del factor de rotura aumenta paulatinamente, casi no evidenciando rotura inicialmente. Esto sugiere que, para estados más sueltos existirá más espacio para el reacomodo de partículas retardando la rotura de los cantos angulosos producto de un trabamiento granular.

Con el fin de presentar la influencia que tiene el contenido de finos en la rotura de partículas se propone utilizar el área bajo la curva en el plano  $B_{10} - p'$ , definida por la expresión (3).

$$\Delta A_{B_{10}} = \frac{1}{2} \left( \frac{p'_{i+1}}{p_{max}} - \frac{p'_i}{p_{max}} \right) (B_{10\ i+1} + B_{10\ i}) \quad (3)$$

Este factor resume la información obtenida de rotura de las muestras, para cada nivel tensional analizado, desde  $10$  kPa a  $5$  MPa, especificados en los subíndices de la ecuación. Los resultados mostrados en la Figura 12 exhiben una disminución de la rotura de partículas con el aumento del contenido de finos. Esta tendencia sugiere que se produce un aumento de los contactos entre partículas al aumentar el contenido de finos, distribuyendo de mejor manera las tensiones efectivas y disminuyendo el nivel de rotura.

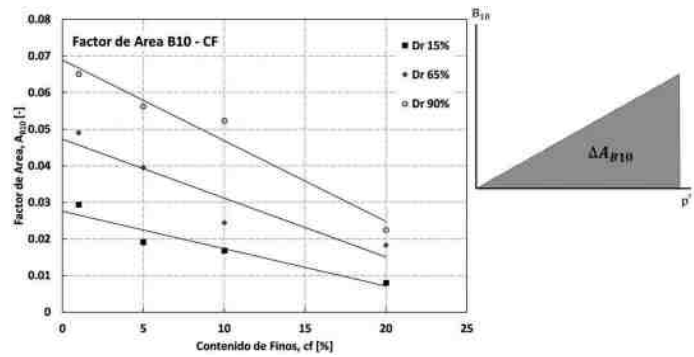


Figura 12: Factor de área  $B_{10}$  al variar el contenido de finos para las densidades vistas en este estudio

La Figura 7c muestra que los ensayos realizados en probetas de densidad relativa de confección de  $90\%$  exhibieron mayor variación del contenido de finos en relación con las demás densidades estudiadas. Se destaca que, para la arena lavada, con un  $1\%$  de contenido de finos inicial, la variación de este porcentaje fue de un  $4\%$  para la muestra más densa. Esta diferencia llega a ser de  $3\%$  para los ensayos con  $10\%$  de contenido de finos inicial y de un  $1\%$  para los ensayos de  $20\%$  de contenido de finos inicial.

Complementando el análisis granulométrico, post consolidación isotrópica, se tomaron imágenes de microscopio por tamiz, para las muestras llevadas hasta una presión de confinamiento de  $2$  MPa y  $5$  MPa, estas contrastadas con la arena sin ensayar. Esto se realiza para identificar si existe rotura, comparando la arena sin ensayar con la arena post ensayo. Se observa una sutil tendencia de estas a ser más redondeadas si el contenido de finos de la muestra es menor, como se observa en la Figura 13. Esto sugiere que la rotura vista en los ensayos de consolidación corresponde a la rotura de los cantos angulosos propia de la arena de relaves.

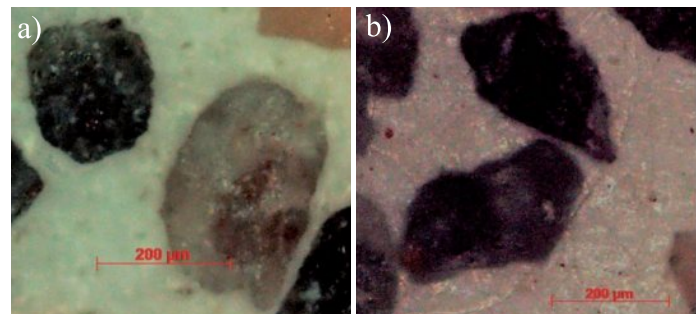


Figura 13: Comparación de la forma de partículas de arena a una misma densidad relativa  $Dr = 90\%$ , variando el contenido de finos: a) arena ensayada hasta  $5$  MPa con  $CF = 1\%$  y b) arena ensayada hasta  $5$  MPa con contenido de finos de  $20\%$ .





## Conclusiones

Los resultados de este programa experimental sugieren que el aumento del porcentaje de finos no plásticos aumenta la compresibilidad de las arenas de relave para densidades relativas bajas con  $D_r = 15\%$ . Las arenas con un 20% de contenido de finos mostraron una variación volumétrica de hasta un 10% mayor que la arena lavada ( $CF = 1\%$ ). El resultado de esto se ve en una gran variación de la densidad relativa de las muestras luego del confinamiento. La presencia de finos entre los contactos de las partículas de arena de relave en estado suelto, junto con la naturaleza angular de estas, hace que existan grandes espacios entre partículas, que facilitarían el reordenamiento al ser consolidadas. Lo anterior sugiere que la compresibilidad de la arena de relave, a altas presiones, se ve significativamente influenciada por la densidad relativa inicial y la cantidad de finos en ellas. Por otro lado, el contenido de finos no plásticos para muestras densas ( $D_r = 90\%$ ), tiende a disminuir levemente la variación volumétrica en consolidación isotrópica, haciéndolas menos compresibles.

El porcentaje de finos en estas arenas muestra tener influencia en el nivel de rotura de partículas en ensayos de consolidación. Los resultados sugieren que la rotura presentada en arenas de relave es cada vez mayor al aumentar la densidad relativa de confección y disminuye al aumentar el contenido de finos. Esto se repite para todas las densidades relativas estudiadas, observándose una diferencia en el parámetro de rotura  $B_{10}$  de un 6%, para la arena de relave con 20% de contenido de finos, en relación con la arena lavada ( $CF = 1\%$ ), en muestras en estado suelto ( $D_r = 15\%$ ). Este patrón también se evidencia en muestras densas ( $D_r = 90\%$ ), exhibiendo una diferencia de hasta un 8% en el parámetro, para las muestras con 20% de contenido de finos, en relación con la arena lavada ( $CF = 1\%$ ).

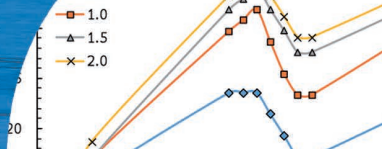
Para los estados más sueltos ( $D_r = 15\%$ ), se puede ver que el desarrollo del nivel de rotura  $B_{10}$ , dado por el parámetro de rotura, es casi nulo hasta presiones de confinamiento de 1 MPa, alcanzando un valor máximo de 0.5% en la arena lavada ( $CF = 1\%$ ). Por otro lado, para las muestras más densas ( $D_r = 90\%$ ), para la misma arena lavada ( $CF = 1\%$ ), evidencian diferencias de hasta un 5% en la fracción más fina en las muestras, obtenidas con el parámetro de rotura  $B_{10}$ , para un mismo nivel de confinamiento de 1 MPa.

Se propone un mecanismo para explicar la baja tasa de rotura de partículas en las muestras más sueltas, a bajas presiones de confinamiento. La naturaleza angular de las partículas de arena tiene la capacidad de formar estructuras estables con grandes espacios entre partículas. Estos espacios le darían a este tipo de arenas una gran capacidad de reordenamiento antes de que se produzca trabazón mecánica que genere rotura. Este efecto, combinado con la mejora en la distribución de esfuerzos efectivos entre partículas y al efecto positivo en el reordenamiento de partículas de arenas al agregar finos, retarda y disminuye el pulido de los cantos angulosos.

## Referencias

- Aplin, A.C., Yang, Y. and Hansen, S. (1995). Assessment of  $\beta$  the compression coefficient of mudstones and its relationship with detailed lithology. *Marine and Petroleum Geology* 12(8), 955-963
- ASTM D4254 (2000). Standard test methods for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA
- Athy, L.F. (1930). Density, porosity, and compaction of sedimentary rocks. *AAPG Bulletin* 14(1), 1-24.
- Baldi, G., Hueckel, T. and Pellegrini, R. (1988). Thermal volume changes of the mineral-water system in low-porosity clay soils. *Canadian Geotechnical Journal* 25(4), 807-825
- Barden, L. (1965). Consolidation of clay with non-linear viscosity. *Géotechnique* 15(4), 345-362
- Bopp, P.A. and Lade, P.V. (1997). Effects of initial density on soil instability at high pressures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 123(7), 671-677
- Burland, J.B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique* 40(3), 329-378
- Campanella, R.G. and Mitchell, J.K. (1968). Influence of temperature variations on soil behavior. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 94(3), 609-734
- Casagrande, A. (1936). The determination of the pre-consolidation load and its practical significance. *1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Harvard University, Cambridge, USA, vol. 3, 60-64

- Chilingar, G.V. and Knight, L. (1960). Relationship between pressure and moisture content of kaolinite, illite, and montmorillonite clays. *AAPG Bulletin* 44(1), 101–106
- Hardin, B.O. (1985). Crushing of soil particles. *Journal of Geotechnical Engineering* 111(10), 1177–1192
- Hong, Z.S., Zeng, L.L., Cui, Y.J., Cai, Y.Q. and Lin, C. (2012). Compression behaviour of natural and reconstituted clays. *Géotechnique* 62(4), 291–301
- Hong, Z.S., Yin, J. and Cui, Y.J. (2010). Compression behaviour of reconstituted soils at high initial water contents. *Géotechnique* 60(9), 691–700
- JGS (2000). Test methods for minimum and maximum densities of sands. Soil testing standards. Japanese Geotechnical Society JGS, 136–138 (in Japanese)
- Lade, P. and Yamamuro, J. (1996). Undrained sand behavior in axisymmetric tests at high pressures. *Journal of Geotechnical Engineering* 122(2), 120–129
- Lade, P.V., Liggio, C.D. and Yamamuro, J.A. (1998). Effects of non-plastic fines on minimum and maximum void ratios of sand. *Geotechnical Testing Journal* 21(4), 336–347
- Lee, K.L. and Farhoomand, I. (1967). Compressibility and crushing of granular soil in anisotropic triaxial compression. *Canadian Geotechnical Journal* 4(1), 68–86
- Maureira, S. (2012). *Respuesta cíclica de arena de relaves en un amplio rango de presiones*. Tesis de magíster, Universidad de Chile
- Mesri, G. and Castro, A. (1987).  $C_u/C_c$  concept and  $K_0$  during secondary compression. *Journal of Geotechnical Engineering* 113(3), 230–247
- Mesri, G. and Godlewski, P.M. (1977). Time and stress compressibility inter relationship. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 103(5), 417–430
- Santagata, M. and Germaine, J. (2002). Sampling disturbance effects in normally consolidated clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 128(12), 997–1006
- Schmertmann, J.H. (1983). A simple question about consolidation. *Journal of Geotechnical Engineering* 109(1), 119–122
- Schmertmann, J.H. (1984). Closure to ‘A simple question about consolidation’. *Journal of Geotechnical Engineering* 110(5), 673
- Schmertmann, J.H. (1991). The mechanical aging of soils. *Journal of Geotechnical Engineering* 117(9), 1288–1330
- Schmertmann, J.H. (1955). The undisturbed consolidation behavior of clay. *Transactions of the American Society of Civil Engineers* 120(1), 1201–1233
- Skempton, A.W. (1969). The consolidation of clays by gravitational compaction. *Quarterly Journal of the Geological Society* 125(1-4), 373–411
- Solans, D. (2010). *Equipo triaxial monótono y cíclico de altas presiones y su aplicación en arenas de relave*. Tesis de magíster, Universidad de Chile
- Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1948). *Soil mechanics in engineering practice*. Wiley, New York, USA
- Vargas, M. (2015). *Efecto acoplado de la presión de confinamiento y el corte estático inicial en la resistencia cíclica de arena de relaves*. Tesis de magíster, Universidad de Chile
- Verdugo, R. and Ishihara, K. (1996). The steady state of sandy soils. *Soils and Foundations* 36(2), 81–91
- Yamamuro, J.A. and Covert, K.M. (2001). Monotonic and cyclic liquefaction of very loose sands with high silt content. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 127(4), 314–324



# Estudio del comportamiento de una carpeta de rodado estabilizada con cloruro de calcio

Study of the behaviour of an unpaved road stabilized with calcium chloride

Fecha de entrega: 1 de abril 2019

Fecha de aceptación: 2 de septiembre 2019

## Eduardo Morales y Carlo Pailicura

Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica del Norte, Avda. Angamos 0610, Antofagasta, Chile, emorales@ucn.cl, carlo.pailicura@gmail.com

*Un alto porcentaje de los caminos de la región de Antofagasta no se encuentran pavimentados, y según la Dirección de Vialidad más del 40% no están en buenas condiciones. Los caminos no pavimentados experimentan un deterioro más acelerado que un camino pavimentado. Esto se debe a que las partículas finas al juntarse con los agregados gruesos, expuestos al medio ambiente pierden humedad, sumado a la acción abrasiva del tránsito vehicular; generan un disgregamiento superficial del material convirtiéndose en polvo y originando fallas tales como baches, ondulaciones y calaminas, lo cual trae como consecuencia pérdida de confort, seguridad y durabilidad. El objetivo de esta investigación es evaluar en terreno el cloruro de calcio  $\text{CaCl}_2$  como estabilizador de carpetas de rodados en caminos sin pavimentar, analizando el comportamiento de un camino de prueba estabilizado con  $\text{CaCl}_2$  para conocer cómo influye su incorporación en las propiedades mecánicas del suelo. La metodología empleada es la construcción de un camino de prueba con un tramo estabilizado con  $\text{CaCl}_2$  y un tramo menor estabilizado con Bischofita. De forma paralela se realizó un estudio experimental en terreno y laboratorio para evaluar la influencia del  $\text{CaCl}_2$  utilizado para la construcción del camino. Los resultados observados en terreno y en laboratorio permiten concluir que la aplicación de  $\text{CaCl}_2$  genera un mejoramiento sustantivo en el comportamiento de las capas de rodadura, debido al efecto cementante que genera sobre la superficie, mejorando las propiedades del camino, además de ser un producto económico y de fácil aplicación.*

*Palabras clave: estabilización de caminos, caminos no pavimentados, cloruro de calcio, estudio experimental*

*Currently a large percentage the roads in the Antofagasta Region are not paved, according to the MOP Highway Direction, more than 40% are not in good condition. Unpaved roads experience a more accelerated deterioration than a paved road, since the fine particles when joined with the coarse aggregates exposed to the environment, loss moisture, added to the abrasive action of vehicular traffic, generate a superficial disintegration of the material, becoming dust and causing superficial faults such as; bumps, corrugations and corners, which results in loss of comfort, safety and durability. The objective of this investigation is to evaluate in situ calcium chloride  $\text{CaCl}_2$  as a stabilizing agent for granular layers on unpaved roads, analysing the behaviour of a test road stabilized with  $\text{CaCl}_2$ , to understand how its incorporation influences the mechanical properties of the soil. The methodology used is the construction of a test path with a section stabilized with  $\text{CaCl}_2$  and a section stabilized with Bischofita. In parallel, an experimental study was carried out in the field and in the laboratory, to evaluate the influence of  $\text{CaCl}_2$  used for the construction of the road. The results observed in the field and in the laboratory allow us to conclude that the application of  $\text{CaCl}_2$  generates a substantial improvement in the behaviour of the rolling layers, due to the cementing effect it generates on the surface, improving road properties, as well as being an economical product easy to apply.*

*Keywords: stabilization of roads, unpaved roads, calcium chloride, experimental study*

## Introducción

El objetivo de este estudio es evaluar in situ el comportamiento de un camino al que se le aplica cloruro

de calcio  $\text{CaCl}_2$  como agente estabilizador, comparando resultados con la Bischofita que normalmente se aplica en la zona Norte de Chile como agente estabilizador en caminos no pavimentados.

En la región de Antofagasta existen aproximadamente 2800 kilómetros de caminos de ripio y tierra, pertenecientes a la Red Vial Básica y a la Red Vial Comunal (sin considerar caminos privados pertenecientes a las empresas mineras), de los cuales dependen comunidades que no pueden mejorar su conectividad, debido a que la construcción de caminos de alto estándar no puede ser realizada, dada la baja rentabilidad que existe en estos poblados (MOP, 2014). Estos caminos no pavimentados se deterioran rápidamente por efectos climáticos o por la acción abrasiva del tránsito, provocando: pérdida de confort y seguridad, aumento de costos de operación y gasto de mantenimiento, así como también aumento en los tiempos de viaje, que se traducen en definitiva en altos costos económicos. Debido a esto, es necesario buscar alternativas para prolongar la vida útil de la carpeta de rodado de este tipo de caminos.

En los últimos años se han desarrollado nuevas tecnologías para la construcción de caminos, algunas de éstas son: imprimaciones asfálticas reforzadas, utilización de asfalto espumado, y mejoramiento del asfalto a base de reciclado de neumáticos (e.g. Botasso y Segura, 2013). Por otro lado, se han utilizado estabilizadores de carpetas granulares mediante la adición de productos como sales, dentro de las cuales destacan el cloruro de magnesio, llamado Bischofita (e.g. Thenoux y Vera, 2002) y el cloruro de calcio  $\text{CaCl}_2$  (e.g. Monlux, 2003). Este último ha sido escogido como objeto de estudio para el análisis de su comportamiento, en carpetas de rodados granulares de caminos mineros de la región de Antofagasta, debido a su disponibilidad, características climáticas del sector y propiedades de este material.

## Estabilización de caminos con $\text{CaCl}_2$

La estabilización química del suelo es un proceso que busca mejorar las propiedades mecánicas mediante la adición de un agente estabilizador o aditivo químico como el cloruro de calcio, cloruro de magnesio, cloruro de sodio, etc. (e.g. Crespo, 1998; Cortés, 2002). El estabilizante químico a utilizar dependerá del tipo de suelo y de las propiedades que se deseen mejorar buscando siempre el beneficio económico. En general la estabilización química de los suelos utilizados como base de caminos, genera aumento de su resistencia mecánica, disminución de la permeabilidad, reducción de cambios volumétricos (asentamientos o

expansiones) y disminución de la emanación de polvo de la superficie.

## Propiedades del $\text{CaCl}_2$

El cloruro de calcio  $\text{CaCl}_2$  se obtiene como un subproducto en forma de salmuera en algunos procesos industriales, aunque también se puede obtener de algunos arroyos y pozos naturales, siendo la fuente más común el obtenido en la elaboración de Carbonato de Sodio mediante procedimientos químicos. Entre las principales características del cloruro de calcio está el control de humedad y mejora en resistencia mecánica del suelo.

La propiedad higroscópica y deliquescente del cloruro de calcio le confiere la capacidad de absorber humedad del aire y disolverse en esta humedad para formar una solución líquida (Occidental Chemical Chile, 2012). En este sentido el  $\text{CaCl}_2$  absorberá y retendrá humedad de la atmósfera por un tiempo prolongado, cuando ésta se encuentre por encima de ciertos valores durante parte del día (Mateos, 2007). En condiciones ambientales por sobre la curva del gráfico de la Figura 1, el  $\text{CaCl}_2$  será capaz de absorber humedad y disolverse en ésta.

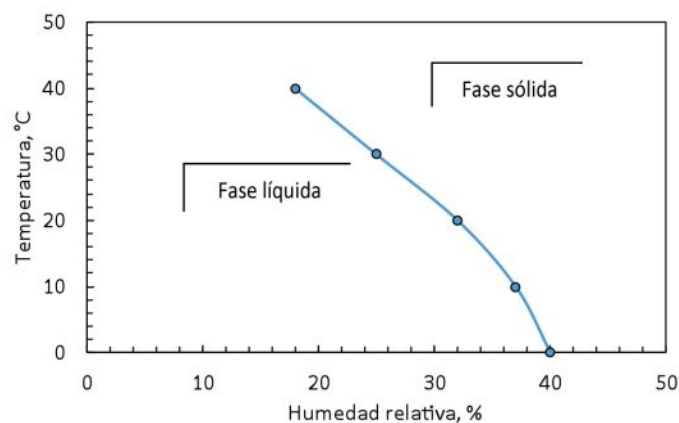
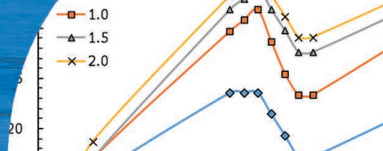


Figura 1: Condiciones ambientales para inicio de absorción de humedad del ambiente por parte del cloruro de calcio (Mateos, 2007)

Cuando la humedad relativa del ambiente se encuentra alta, por sobre los 30%, el cloruro de calcio es capaz de absorber hasta 10 veces su propio peso (Fernández, 1982), pudiéndose mantener dicha humedad en sus dos terceras partes durante un día de calor seco.

Por otra parte, el cloruro de calcio en solución se congela a una temperatura menor que el agua pura. La temperatura de congelación de la solución depende de la concentración



de cloruro de calcio, por cada 1% de cloruro de calcio adicionado al agua, se reduce su punto de congelación en 6°C. Por consiguiente, los suelos tratados con cloruro cálcico sufren menos los efectos del hielo y deshielo (Mateos, 2007; Fernández, 1982).

## Efectos del $\text{CaCl}_2$ en los suelos

La estabilización con cloruro de calcio produce una cementación en la capa de rodadura con un aspecto superficial parecido a un pavimento, pero en estado de saturación el cloruro de calcio pierde su efecto cementante, el cual se recupera nuevamente cuando el material se seca (Orobio *et al.*, 2007). A esta densificación por la acción del cloruro se le identifica como el curado de la mezcla cloruro/suelo, porque tiene lugar después de la compactación. El aumento en densidad durante el curado está relacionado con la disminución en el espesor de las películas de agua que rodean las partículas del suelo, debido a la pérdida de parte de la humedad de la capa estabilizada. La pérdida de humedad durante el curado favorece la concentración de la solución de cloruro, aumentando la tensión superficial en la superficie, lo que contribuye al incremento en la densidad observada (Mateos, 2007).

La aplicación del cloruro de calcio en el suelo mejora la compactación del material, debido a que existe un incremento en la densidad seca máxima y una disminución en el contenido óptimo de humedad. Esto se debe al incremento de cristales del aditivo que se unen a los minerales del suelo, ayudando en la absorción de agua que antes solo lo hacía el suelo (Quinche, 2006). Por la propiedad del cloruro de calcio de absorber humedad del ambiente bajo condiciones de humedad relativa altas (durante la noche y en las mañanas), esta humedad es retenida por el suelo del camino no pavimentado, durante un periodo de tiempo dependiendo de las condiciones del ambiente, evitando la pérdida de partículas finas en forma de polvo con el paso de los vehículos y la posterior pérdida de partículas más gruesas.

Una solución de cloruro tiene una presión de vapor más baja que el agua pura, por lo que las moléculas de agua en la solución se evaporan más lentamente que las moléculas del agua pura. Debido a estas propiedades es por lo que se usa el cloruro como paliativo del polvo. La humedad que imparte la adición de cloruro a la superficie de un camino

de tierra, mantiene los áridos más estables que en uno sin tratar. Al perderse menos áridos se realiza una economía importante en la conservación de los caminos (Mateos, 2007).

Para obtener el máximo beneficio del tratamiento con cloruro cálcico se requieren pocas cantidades de este producto aplicado en estado sólido o en solución (Figura 2). La cantidad de cloruro a añadir es generalmente entre 3 y 10 kg por tonelada métrica de suelo a tratar para la construcción de cimientos (bases y sub-bases) de pavimentos. En aplicaciones superficiales se puede emplear  $0.5 \text{ kg/m}^2$ , repitiendo la aplicación cada vez que se observe excesiva sequedad en la superficie de la carretera.



Figura 2: Cloruro de calcio en sus diferentes estados: a) polvo y b) líquido

## Metodología de trabajo

La investigación tiene dos etapas: laboratorio y terreno. En laboratorio se realizaron ensayos a muestras de suelo tales como Proctor modificado, CBR, triaxial y absorción de humedad para determinar la incidencia del  $\text{CaCl}_2$  en las propiedades mecánicas del suelo del tramo de camino en estudio. La investigación en terreno consistió en evaluar periódicamente un camino no pavimentado con tramos estabilizados con cloruro de calcio y Bischofita. El propósito de estas evaluaciones fue determinar el comportamiento funcional en terreno de capas de rodadura estabilizadas con estos agentes estabilizantes, bajo las mismas condiciones climáticas y de tráfico vehicular.

El camino de prueba estabilizado forma parte de los desvíos de tránsito del proyecto Servicio de mejoramiento de accesibilidad e integración de las villas Tucnar Huasi - Huaytiquina, Calama, que realiza la Corporación Nacional del Cobre de Chile CODELCO, por medio de la empresa contratista Ingeniería Maquinaria y Construcción Ltda. Este desvío proveyó un camino auxiliar mientras

se realizaban las obras de repavimentación de las vías involucradas (intersección Rutas 24 y 25). Los tramos de prueba corresponden a capas de rodadura estabilizadas con cloruro de calcio y Bischofita. Se encuentran bajo un clima desértico por sobre los 2300 msnm, con una humedad relativa que no sobrepasa el 30% durante el día, mientras que en el transcurso de la noche llega a niveles más altos (55%).

La extensión del tramo estabilizado con  $\text{CaCl}_2$  (dosis 1.5% en peso) es de 1300 m (Figura 3), mientras que el tramo estabilizado con Bischofita (dosis 6% en peso), tiene una extensión de 200 m. Ambos tramos poseen un ancho de calzada de 6 m, con espesor de capa de base de 20 cm (Figura 4) conformada por un suelo tipo A-l-b y pendientes que no sobrepasan el 3%. Presentan un volumen de tránsito cercano a los 500 veh/día, de los cuales el 40% corresponde a vehículos pesados de más de 2 ejes, y el resto a vehículos livianos (autos, furgones, jeeps y camionetas).

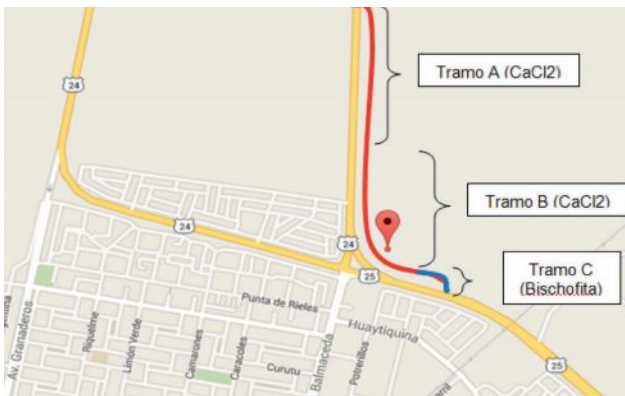


Figura 3: Trazado del tramo a estabilizar con cloruro de calcio y Bischofita

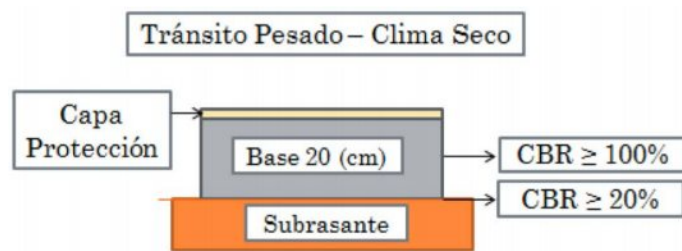


Figura 4: Estructuración del camino estabilizado con cloruro de calcio y Bischofita, Cartilla N°4 (Dirección Nacional de Vialidad, 2002)

## Presentación y análisis de resultados

Para el ensaye Proctor modificado, las Figuras 5a y 5b muestran que la incorporación de  $\text{CaCl}_2$  en el suelo aumenta los valores de densidad máxima seca compactada

y disminuye los valores de su humedad óptima, respectivamente. En particular con la adición de un 1.5% de  $\text{CaCl}_2$  se obtuvieron los mejores resultados, encontrando el mayor aumento de su densidad máxima compactada seca ( $2.33 \text{ g/cm}^3$ ), y el menor valor de su humedad óptima (5.2%).

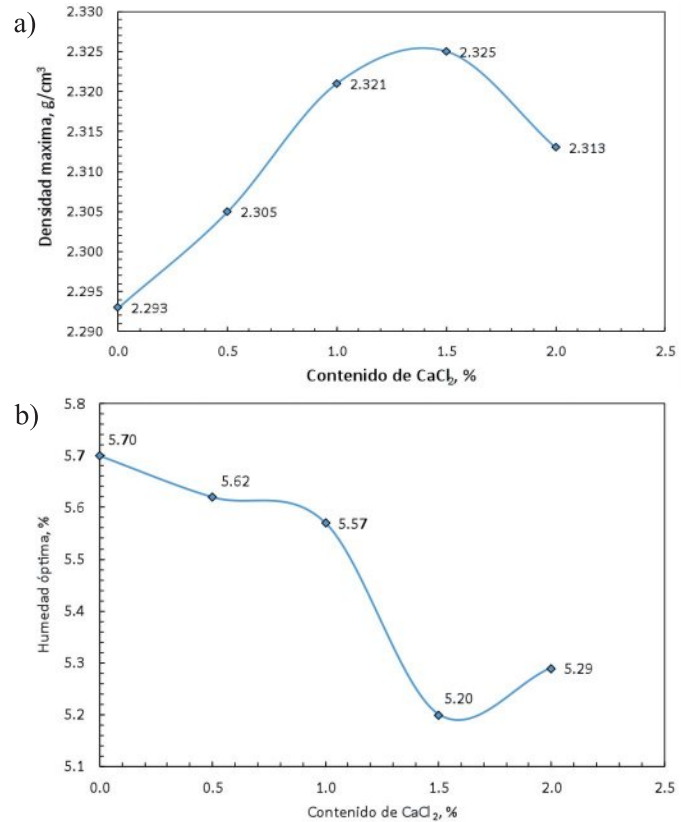


Figura 5: Resultados obtenidos en ensaye Proctor modificado con adición de  $\text{CaCl}_2$  en el suelo, a) densidad máxima compactada seca y b) humedad óptima

Para el ensaye triaxial CU, las Figuras 6a y 6b muestran que la incorporación de  $\text{CaCl}_2$  en el suelo aumenta los valores del ángulo de fricción interna máximo  $\phi'$  y cohesión  $c$ , respectivamente. Estos valores aumentan en mayor medida cuando la muestra de suelo con  $\text{CaCl}_2$  se cura durante 5 días. Para ambos parámetros la adición de un 2% de  $\text{CaCl}_2$  con 5 días de curado genera los mejores resultados:  $\phi' = 40.7^\circ$  y  $c = 50 \text{ kPa}$ .

Para el ensaye CBR medido a 2.54 mm (0.1") de penetración al 95% de DMCS, la Figura 7 muestra que la incorporación de  $\text{CaCl}_2$  en el suelo aumenta los valores de razón de soporte de California CBR. En particular con la adición de un 1.0% de  $\text{CaCl}_2$  se obtuvieron los mejores resultados, encontrando el mayor aumento de la razón de soporte CBR de 109 a 151%.

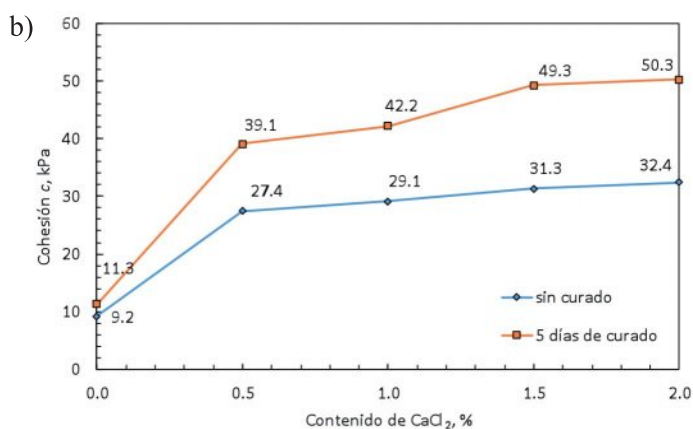
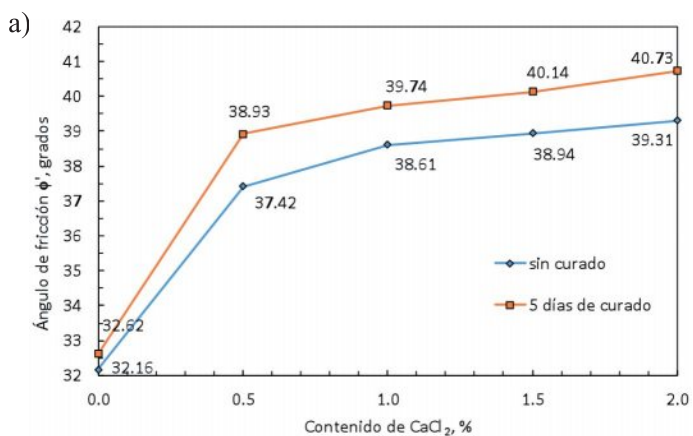


Figura 6: Resultados obtenidos en ensaye triaxial CU con adición de CaCl<sub>2</sub> en el suelo, a) ángulo de fricción interna máximo y b) cohesión

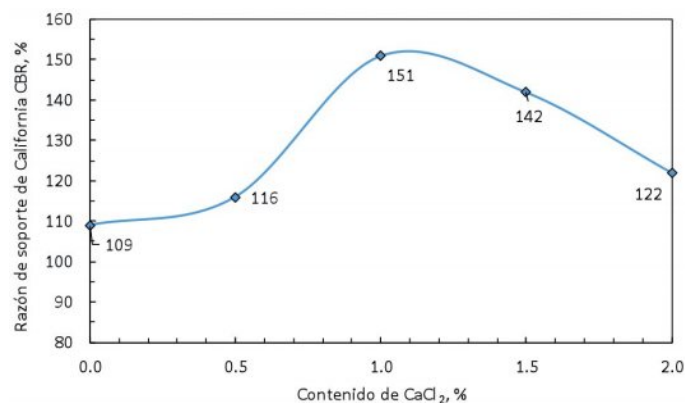


Figura 7: Resultados obtenidos de ensaye CBR con adición de CaCl<sub>2</sub> en el suelo

Para el ensaye de absorción de humedad, la Figura 8 muestra que en la medida que se incorpora CaCl<sub>2</sub> en el suelo, aumenta la cantidad de agua absorbida. Con la adición de un 2.0% de CaCl<sub>2</sub> se obtuvieron los mejores resultados, encontrando la mayor cantidad de agua en el suelo (22.2 g de agua absorbida, en una muestra de 6000 g compactada al 95% de la DMSC).

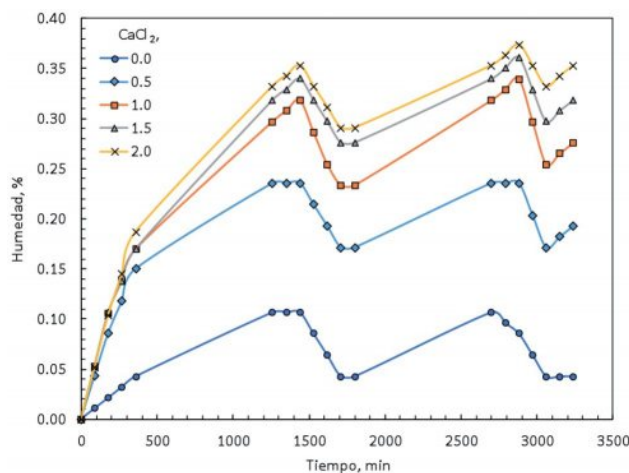


Figura 8: Resultados obtenidos de ensaye de absorción humedad con adición de CaCl<sub>2</sub> en el suelo

## Evaluación de tramos de prueba

Para evaluar el comportamiento funcional del camino estabilizado en un tramo con cloruro de calcio y en otro con Bischofita, se realizó un seguimiento periódico con el propósito de determinar de forma cualitativa y cuantitativa el estado del camino. Además, se realizaron pruebas para medir la emanación de polvo desde la superficie del camino, determinando así la eficiencia de la estabilización con cloruro de calcio.

## Estado de deterioro del camino

Para determinar el estado de deterioro del camino de prueba durante el periodo de seguimiento, se utilizó un método presentado por la Dirección Nacional de Vialidad (2011), en el cual se determina el Índice de Condición de caminos No Pavimentados (ICNP) para caminos de tierra a partir del tipo, cantidad, y severidad de las fallas registradas en su superficie (Figura 9).

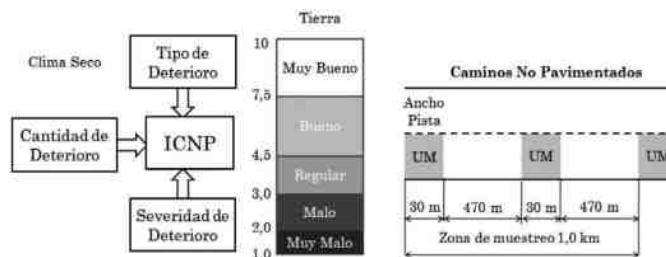
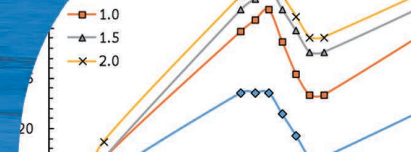


Figura 9: Metodología, escala de calificación y unidad de muestreo para la determinación de estado de deterioro del camino estabilizado con cloruro de calcio y Bischofita (Dirección Nacional de Vialidad, 2011)



Esta metodología sugiere tomar la Unidad de Muestreo UM como un área rectangular de ancho igual al ancho de la pista y 30 m de largo. En cada kilómetro inspeccionado es necesario medir 2 Unidades de Muestreo UM, de modo de completar una muestra de 60 m de largo por kilómetro.

La ecuación para representar el ICNP, sin equipos de auscultación se muestra a continuación:

$$ICNP = 10 - 1.15(1.01 \text{ Calamina} + 1.96 \text{ Baches} + 1.28 \text{ Erosión} + 0.29 \text{ Ahuellamiento} + 1.36 \text{ Camino Pedregoso} + 1.37 \text{ Bombeo}) \quad (1)$$

donde en Calamina se ingresa la profundidad media en cm; Baches = profundidad media en m del bache x diámetro medio en m x N° de baches en UM Erosión se ingresa 1 si la erosión es importante y 0 si no lo es; Ahuellamiento se ingresa la profundidad media en cm; Bombeo (drenaje) se cuantifica con 1 si el bombeo es bueno (perfil transversal cóncavo), con 0.5 si es regular y con 0 si es malo (perfil transversal convexo y/o con irregularidades); Camino Pedregoso se ingresa 1 si el deterioro se detecta y 0 si no. De acuerdo a lo registrado en terreno se tienen los datos mostrados en la Tabla 1.

Tabla 1: Características de las fallas en las unidades de muestreo UM del camino de prueba para índice de condición de camino no pavimentado ICNP

		Unidad de Muestreo UM			
		1	2	3	4
Tipo de estabilización		Bischofita	CaCl <sub>2</sub>	CaCl <sub>2</sub>	CaCl <sub>2</sub>
Distancia, km		0.0 – 0.2	0.2 – 0.7	0.7 – 1.2	1.2 – 1.5
Drenaje (bombeo)		Perfil transversal semicóncavo	Perfil transversal semicóncavo	Perfil transversal semicóncavo	Perfil transversal semicóncavo
Calamina		No presenta	No presenta	No presenta	No presenta
Ahuellamiento, cm		0.6	0.5	0.5	0.6
Camino pedregoso		Presenta árido grueso suelto	No presenta árido grueso suelto	No presenta árido grueso suelto	Presenta árido grueso suelto
Baches	N° baches	30	10	10	5
	Profundidad media baches, cm	5	3	3	5
	Diámetro medio baches, cm	10	5	6	6
Erosión		Erosión baja	Erosión baja	Erosión baja	Erosión baja

De acuerdo a los datos de entrada de la Tabla 1, el índice de condición de camino no pavimentado ICNP para los tramos estabilizados con cloruro de calcio y Bischofita se presenta en las Tablas 2 y 3.

De acuerdo a los resultados obtenidos en la evaluación del estado de deterioro del camino, se tiene que los tramos estabilizados con CaCl<sub>2</sub> obtuvieron mejor calificación que el tramo estabilizado con Bischofita, obteniendo como promedio nota 8 y la Bischofita nota 5.6. En este sentido el desempeño del cloruro de calcio como agente estabilizador fue mejor que la Bischofita. Se observa que las estabilizaciones con CaCl<sub>2</sub> y Bischofita permiten eliminar la liberación de polvo, corrugaciones y textura gruesa, y reducir la formación de baches y pérdida de material.

Tabla 2: Planilla de determinación del estado de caminos no pavimentados (1)

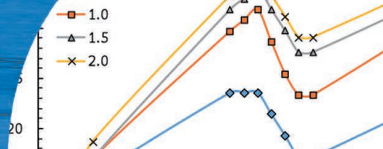
Evaluación camino tierra estabilizado con CaCl <sub>2</sub> - día 100									
UM	Tipo de estabilización	km (i)	km (f)	Drenaje (bombeo) (0 ó 1)	Calaminas, cm	Ahuell., cm	Camino pedregoso (0 ó 1)	Baches, m <sup>2</sup>	Erosión (0 ó 1)
1	Bischofita	0.0	0.2	0.5	0	0.6	1	0.150	1
2	CaCl <sub>2</sub>	0.2	0.7	0.5	0	0.5	0	0.015	1
3	CaCl <sub>2</sub>	0.7	1.2	0.5	0	0.5	0	0.018	0
4	CaCl <sub>2</sub>	1.2	1.5	0.5	0	0.6	1	0.015	0

Tabla 3: Planilla de determinación del estado de caminos no pavimentados (2)

UM	Calificación cuantitativa	Calificación cualitativa del estado por zona climática		
		(Muy Bueno/ Bueno/ Regular/ Malo/ Muy Malo)		
	Nota UM (1 a 10)	Seca	Mediterránea	Húmeda
1	5.6	Bueno	Bueno	Regular
2	7.5	Muy bueno	Bueno	Bueno
3	9.0	Muy bueno	Muy bueno	Muy bueno
4	7.4	Bueno	Bueno	Bueno

En ambos tramos se produjeron agrietamiento de la superficie de rodadura del tramo de prueba como se puede observar en la Figura 10. La causa probable del agrietamiento es la retracción del material granular debido al incremento de la tensión superficial junto a una baja humedad relativa prevaleciente en la zona. Aunque no existe la humedad suficiente para que la superficie de rodadura la absorba, no hay liberación de polvo, baches ni calaminas, esto es consecuencia del mecanismo de





cementación de partículas finas en la superficie de rodadura (por cristalización de las sales). Los tramos de prueba presentan una excelente calidad de rodadura que permite circular a una velocidad de 60 km/h.



Figura 10: Fallas en el tramo estabilizado con: a)  $\text{CaCl}_2$  y b) Bischofita

## Mitigación de polvo

Con el objeto de cuantificar la eficiencia de la aplicación de  $\text{CaCl}_2$  en la supresión de material particulado  $\text{PM}_{10}$  producido por el paso de los vehículos, se utilizó la metodología de Medición de Polvo en Camino MPC. El parámetro  $\text{PM}(x)$  define la cantidad de partículas de tamaño menor a (x) micrones que posee un centímetro cúbico de aire.

El levantamiento se lleva a cabo con un procedimiento que utiliza el equipo Dustmate mostrado en la Figura 11a, proporcionado por la empresa patrocinadora de la presente investigación, Ventech Ltda. El equipo de medición de polvo está especialmente diseñado para cuantificar la concentración de partículas de tamaño menor a  $\text{PM}_1$ ,  $\text{PM}_{2.5}$  y  $\text{PM}_{10}$ . Las partículas que posee la muestra de aire son analizadas por un fotómetro láser, el cual permite cuantificar la cantidad de partículas según el tamaño especificado. La muestra de aire se toma detrás de la rueda trasera del vehículo, de manera de obtener directamente la cantidad de polvo generada por la tracción del neumático sobre la superficie del camino como se muestra en la Figura 11b.

El 3 de febrero del año 2016, se realizaron mediciones en el tramo no estabilizado, previo a la construcción de la carpeta estabilizada. Estas mediciones de  $\text{PM}_{10}$  corresponden al número de partículas de tamaño menor a 10 micrones por centímetro cúbico. A partir del análisis de la información, se establece como línea base un valor  $\text{PM}_{10}$  de 4287 pcc.

En el gráfico de la Figura 12, se muestran las emisiones

promedio semanal del tramo estabilizado con  $\text{CaCl}_2$  a partir del día 16 de marzo de 2016 (inicio de mediciones en tramo estabilizado) hasta el día 8 de junio de 2016. Además, se aprecia la línea base de emisión (en color rojo), que demuestra las diferencias de un camino con adición de cloruro de calcio y sin la aplicación de un supresor de polvo. Durante un periodo de 3 meses se realizaron mediciones semanales obteniendo los valores y eficiencias mostrados en la Figura 12. Los resultados obtenidos de la eficiencia en la mitigación de polvo en el periodo fueron:

- Eficiencia promedio: 85.3% (respecto al estado inicial)
- Eficiencia máxima: 97.6% (respecto al estado inicial)
- Eficiencia mínima: 65.2% (respecto al estado inicial)

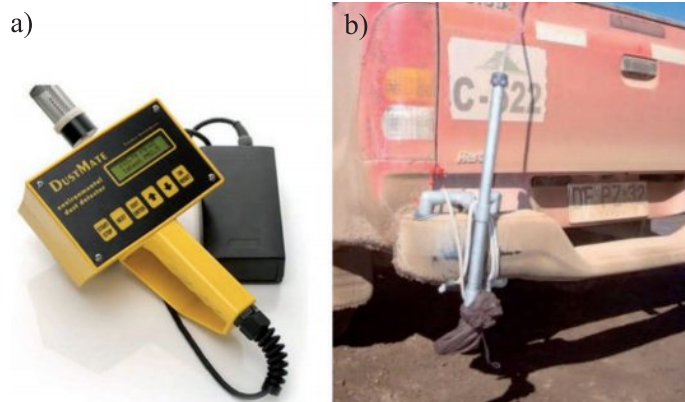


Figura 11: a) Equipo Dustmate y b) medición de partículas detrás de un vehículo

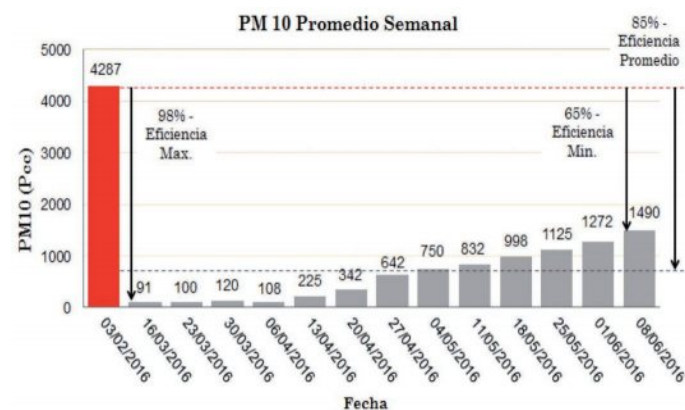


Figura 12: Mediciones de polvo  $\text{PM}_{10}$  promedio semanal en el camino estabilizado con  $\text{CaCl}_2$

En la Figura 13 se aprecia el comportamiento de la carpeta de rodado ante el paso de un vehículo pesado que normalmente genera levantamiento de polvo en caminos no pavimentados.



Figura 13: Emanación de polvo de la superficie del camino, semana 20 abril de 2016, PM10 = 342 Pcc

## Evaluación económica

Para determinar el costo de implementación de la estabilización con cloruro de calcio y Bischofita, se realizó un análisis de precios unitarios. Se debe considerar que el proceso constructivo de ambas estabilizaciones es similar, difiriendo únicamente en el costo de aplicación y costo de mantención. De acuerdo a esta situación, se obtuvieron los costos en pesos chilenos por m<sup>2</sup> de aplicación y mantención de base estabilizada con ambas sales, lo cual se resume en la Tabla 4.

Tabla 4: Costos por m<sup>2</sup> de aplicación y mantención de estabilización con CaCl<sub>2</sub> y Bischofita (abril de 2016)

Actividad/ Estabilizante	Costo de aplicación por m <sup>2</sup> de base granular, \$	Costo de mantención (m <sup>2</sup> ) carpeta, \$	Observación
CaCl <sub>2</sub>	952	460	Cada 10 meses
Bischofita	815	350	Cada 8 meses

Para determinar el costo proyectado en el tiempo de las estabilizaciones con CaCl<sub>2</sub> y Bischofita, se debe tener presente la frecuencia de mantenciones que se deben realizar a cada caso bajo las condiciones climáticas y de tráfico del presente estudio. Para esto se ha proyectado, de acuerdo a lo observado en terreno, que la estabilización con CaCl<sub>2</sub> tiene una frecuencia de mantención de 10 meses, con una reparación total cada 4 años. Bajo estas consideraciones se aprecia en el gráfico de la Figura 14 una proyección para un periodo de 7 años.

De acuerdo al estudio económico para un camino de 1 km con pista de ancho 6 m, se demuestra que al término de cada año (hasta el tercer año) la estabilización con Bischofita presenta mejores resultados en el costo acumulado que la

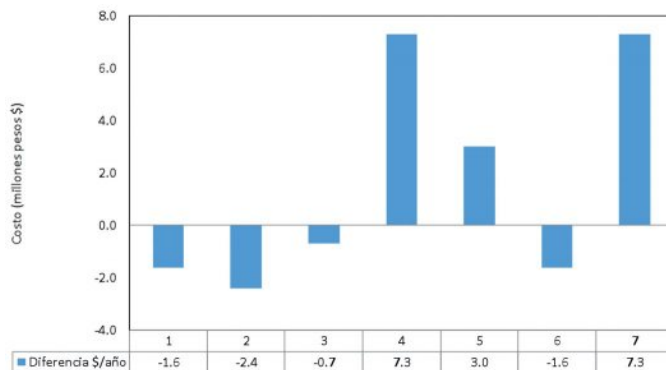


Figura 14: Proyección de costos de estabilización con CaCl<sub>2</sub> y Bischofita por cada año (millones de pesos chilenos)

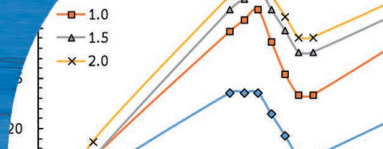
estabilización con CaCl<sub>2</sub>, llegando a un ahorro de un 6.5% al cabo del primer año, un 8.6% al cabo del segundo año y un 2.2% al cabo del tercer año. Esta situación cambia al cuarto año de estabilizado el camino, puesto que los costos de estabilizar con CaCl<sub>2</sub> resultan más convenientes que los obtenidos con la utilización de Bischofita. El costo acumulado de la estabilización con Bischofita hasta dicho periodo asciende a un valor de \$43.8 millones/km, mientras que el valor de la estabilización con cloruro de calcio asciende a \$36.5 millones/km, evidenciando un ahorro favorable al CaCl<sub>2</sub> de un 20%, situación que se mantiene hasta el término del quinto año con un ahorro en el costo acumulado de \$3.0 millones (6.5%) favorable a la estabilización con CaCl<sub>2</sub>.

Al sexto año la situación cambia, puesto que el costo acumulado favorece la estabilización con Bischofita con un ahorro de \$1.6 millones (3%), cambiando abruptamente al término del séptimo año, presentándose un ahorro de 7.3 millones (12.5%) favorable a la estabilización con CaCl<sub>2</sub>.

Debe considerarse que la evaluación económica depende también de la frecuencia de mantenimiento, las que varían según el tipo de camino y condiciones climáticas.

## Conclusiones

- Las mediciones en terreno muestran que el cloruro de calcio es un efectivo estabilizador de capas granulares en climas áridos, reduciendo la liberación de polvo, retardando la formación de calamina y baches, y reduciendo la pérdida de material, generando una excelente calidad de rodadura cercana a la de caminos pavimentados.



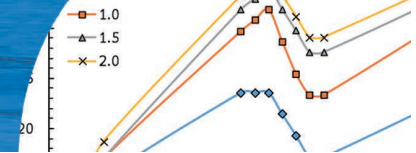
- La calidad final de la superficie depende de la construcción, en particular, de la adecuada homogeneización del suelo con el producto y de la terminación superficial de la capa de rodadura.
- El estado del camino según el Índice de Condición de Caminos No Pavimentados ICNP a los 100 días, es Muy bueno → ICNP promedio de 8 para el tramo estabilizado con  $\text{CaCl}_2$ , y Bueno → ICNP de 5.6 para el tramo con Bischofita. En este sentido el tramo estabilizado con  $\text{CaCl}_2$ , obtuvo una calificación cualitativa mayor, bajo las mismas condiciones de tránsito y ambientales.
- Bajo condiciones de clima árido, baja humedad relativa, y un tránsito de 500 veh/día (30% tránsito pesado), el camino estabilizado con  $\text{CaCl}_2$  proyecta una duración sin mantenciones de 10 a 11 meses, con reparaciones completas cada 4 años, mientras que el camino estabilizado con Bischofita proyecta una duración sin mantenciones de 8 a 9 meses, con reparaciones completas cada 3 años.
- La capacidad de soporte del suelo mejora con la adición de cloruro de calcio. Estos valores se incrementaron a medida que el proceso de curado del suelo se fue completando, en mayor medida con la adición de un 1% de esta sal.
- El aumento de humedad en el suelo está relacionado con la adición de cloruro de calcio. El contenido de humedad aumenta en la medida que aumenta la cantidad de  $\text{CaCl}_2$ , sin embargo, una adición mayor al 1.5% no es conveniente desde el punto de vista económico.
- La estabilización con cloruro de calcio fue eficiente en la mitigación de polvo generado por los vehículos, llegando a una media del 85%. Durante las últimas semanas de medición, la eficiencia fue descendiendo llegando al 65%, debido a que los índices de humedad relativa durante ese último periodo fueron descendiendo.
- La estabilización con cloruro de calcio genera mejoras en las propiedades mecánicas del suelo. Una dosificación entre 1% y 1.5% entrega al suelo los mejores beneficios económicos y en sus propiedades resistentes.
- El estudio económico reveló que a corto plazo (2 años), bajo condiciones climáticas adversas y alto tránsito vehicular, la estabilización con Bischofita resultaría un

8.6% más económica que la estabilización con cloruro de calcio.

- A mediano plazo (7 años) bajo condiciones climáticas adversas y alto tránsito vehicular, la estabilización con cloruro de calcio resultaría un 20% más económica que estabilizar con Bischofita.
- Se puede aprovechar el suelo existente reduciendo la necesidad de transporte y material de empréstitos, lo que deviene en una componente ambiental positiva. No se tiene antecedentes de que el cloruro de calcio genere contaminación ambiental dada las bajas concentraciones utilizadas en el camino. Con respecto a la Bischofita ampliamente utilizada en la zona Norte, no hay antecedentes de posibles efectos contaminantes.

## Referencias

- Botasso, G. y Segura, A. (2013). Estudio experimental de microaglomerado asfáltico antiderrapante modificado con NFU. *Obras y Proyectos* 14, 36-44
- Cortés, E. (2002). *Aplicación en terreno y evaluación de estabilizadores químicos de suelo en ruta no pavimentada de la provincia del Loa, II Región Antofagasta*. Memoria de título de Ingeniero Civil, Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile
- Crespo, C. (1998). *Mecánica de suelos y cimentaciones*. Limusa, México
- Dirección Nacional de Vialidad (2011). Política de conservación vial. Etapa 3 – caminos no pavimentados. Ministerio de Obras Públicas, Gobierno de Chile
- Dirección Nacional de Vialidad (2002). Guía de diseño estructural de pavimentos para caminos de bajo volumen de tránsito. Informe desarrollado por la PUC para el MOP, Chile
- Fernández, C. (1982). *Mejoramiento y estabilización de suelos*. Limusa, México
- Mateos, M. (2007). Efectos del cloruro cálcico en la estabilidad de las tierras. *Cimbra* 373, 44-48
- Monlux, S. (2003). Stabilizing unpaved roads with calcium chloride. *Transportation Research Record* 1819(1), 52-56
- MOP (2014). Informe Red Vial Nacional año 2014-2015. Dirección de Vialidad, Chile



Occidental Chemical Chile Ltda. (2012). Manual cloruro de calcio  $\text{CaCl}_2$ . Providencia, Chile

Orobio, A., Portocarrero, L.M.P. y Serna, L. (2007). Evaluación del cloruro de calcio como agente mitigador de polvo en vías en afirmado. *DYNA* **74**(153), 27-33

Quinche, W.O. (2006). *Estabilización de suelos con cloruro de sodio para su uso en vías terrestres urbanización Bella María*. Tesis doctoral, Universidad Técnica Particular de Loja, Ecuador

Thenoux, G. y Vera, S. (2002). Evaluación de la efectividad del cloruro de magnesio hexahidratado (Bischofita) como estabilizador químico de capas de rodadura granulares. *Materiales de Construcción* **52**(265), 5-22



# An innovative approach for corrosion control to enable asset management of steel elements in coastal infrastructure

Un enfoque innovador de control de la corrosión para habilitar la gestión de activos de los elementos de acero en infraestructura costera

Fecha de entrega: 25 de marzo 2019

Fecha de aceptación: 23 de agosto 2019

Felipe Repetto<sup>1,2</sup>, Gustavo Boré<sup>1,3</sup>, Martín Eliceiry<sup>1</sup>, Samuel Sabaini<sup>1</sup> and Matías Covarrubias<sup>1</sup>

<sup>1</sup>BMEC Ingeniería, Edmundo Eluchans 2525, Viña del Mar, Chile, felipe.repetto@naucrat.es, gustavo.bore@bmec.cl, martin.eliceiry@naucrat.es, samuel.sabaini@naucrat.es, matias.covarrubias@naucrat.es

<sup>2</sup>Department of Management, Economics and Industrial Engineering, Politecnico di Milano, via Lambruschini 4/b, Milan, Italia, felipejavier.repetto@polimi.it

<sup>3</sup>Departamento de Ingeniería Mecánica, Universidad Técnica Federico Santa María, Avenida España 1680, Casilla 110-V, Valparaíso, Chile, gustavo.bore@usm.cl

*Corrosion is an important issue of coastal infrastructure design, operation and maintenance. In this paper, the current approaches for its control in steel bridge and sheet piles are identified and characterised. The barriers identified for these approaches are: occupational health and safety, manual-artisanal solutions in place, and uncertainty of maintenance results. Being asset management the main driver for an innovative approach, the following characteristic are identified to advance in corrosion control approaches: automation, remotely controlled operations, certification process and data collection. Finally, the need for new approaches is identified where the interest for infrastructure requalification as part of an Asset Management Plan can simultaneously deliver economic and social outcomes.*

*Keywords: corrosion control, coastal infrastructure, steelpile, sheet pile, asset management, protective coating, tape wrapping, jacketing*

*La corrosión es un tema importante del diseño, operación y mantenimiento de la infraestructura costera. En este artículo, se identifican y caracterizan los enfoques actuales para su control en pilotes y tablestacas de acero. Las barreras identificadas para estos enfoques son: salud ocupacional y seguridad en el trabajo, soluciones manuales artesanales e incertidumbre en los resultados de mantenimiento. Siendo la gestión de activos el principal impulsor de un enfoque innovador, se identifican las siguientes características para avanzar en los enfoques de control de la corrosión: automatización, operaciones controladas de forma remota, capacidad de certificación de procesos, y recopilación de datos. Finalmente, se identifica la necesidad de nuevos enfoques de interés para la renovación o extensión de la vida útil de la infraestructura que, como parte de un plan de gestión de activos, puede generar simultáneamente beneficios económicos y sociales.*

*Palabras clave: control de la corrosión, infraestructura costera, pilote de acero, tablestaca, gestión de activos, recubrimiento, encintado, encamisado*

## Introduction

The importance of controlling corrosion of infrastructure relies mainly in the loss of metal thickness it produces, which reduces the structural capacity and puts at risk workers, the environment and operations and hence, potentially compromising socio-economic sustainability. Therefore, corrosion needs to be approached as an inevitable issue for steel and reinforced concrete infrastructure (Valdez *et al.*, 2016).

When infrastructure is placed in a coastal area, particularly under and above the water, it is exposed not only to a marine and corrosive environment, but also to the action of the wave climate. The permanent wetting produced by the natural sway of the sea level due to tides and waves, makes the area between the minimum and maximum sea water level to be exposed to very high levels of corrosion. Therefore, corrosion rates in the low waters, tidal and splash zones are higher than those in the continuously submerged zone (Jeffrey and Melchers, 2009). Accelerated

low water corrosion (ALWC) typical rates can be of 0.5 mm/side/year and even rates of more than 1 mm/side/year have been recorded in steel piles (Kumar and Stephenson, 2005; Valdez *et al.*, 2016).

Corrosion is a primary reason for steel piles failure (Maharaj, 1998) together with structure overloading and extreme events. Corrosion is commonly accounted for in the design and construction stages. Five control mechanisms can be adopted during design and construction to minimize corrosion, namely design, material selection, protective coating, cathodic protection and chemical treatment (Ameh and Ikpeseni, 2018). For instance, it can be considered by allowing a thickness reduction for the design lifetime of the structure. To do so, a rate of corrosion needs to be defined. Corrosion rates that structural engineers generally can count on are rather generic (Jeffrey and Melchers, 2009) which may not be representative to the specific site conditions. The corrosion rate depends on the seawater local conditions, the presence of contaminants and oxygen, and the type of soil. Furthermore, it can be slowed down by applying protective coating and by installing a cathodic protection (Jeffrey and Melchers, 2009). However, cathodic protection does not work above the water (Chernov and Buslov, 2004). From a structural point of view, the design can also be adapted so that the zone with higher corrosion rate is not the one where the maximum bending moment takes place (Sexton *et al.*, 2017). Nevertheless, changes of design specifications for constructability reasons may still reduce the effectiveness of structures in terms of their corrosion, i.e. structural connections.

Corrosion happens to be a problem that for almost all coastal infrastructure, sooner or later, must be approached to prevent structural failure (Kitane *et al.*, 2008) and to extend the lifetime of structures. So, first, it is of high importance that corrosion is faced when maintenance is required and planned. Second, corrosion needs to be approached taking into consideration and being compliant with existing national and international standards as infrastructure lifetime is usually extended above the initial design assumptions. Finally, if proper management of physical assets is to be conducted, thickness reduction and corrosion rate become the key indicators to estimate the loss of structural capacity and hence, the risk level that increases the probability of failure and unavailability.

The aim of this paper is to study the existing approaches of corrosion control for coastal infrastructure, particularly steel piles, to identify the main barriers. Consequently, drivers for an innovative approach are identified to conclude listing the key characteristics of a new approach.

## Existing approaches for corrosion control in coastal infrastructure

Corrosion in the seawater environment has two phases: aerobic corrosion when oxidation controls, and anaerobic corrosion under microbial conditions (Melchers, 2006). Cathodic protection is a well-known best-practice strategy to avoid corrosion and it is widely used in coastal and marine environments. Therefore, it is not further included. For the aim of this paper, steel structural elements are studied as these correspond to the enabling elements over which the key port operations take place. The main steel elements are bridge piles and sheet piles.

### Bridge piles

When it comes to controlling corrosion in bridge piles the following approaches are identified: tape wrapping; protective coatings, and pile jacketing (Table 1). Figure 1 shows regular bridge piles under corrosion control and maintenance.



Figure 1: Bridge piles under corrosion control and maintenance.

Tape wrapping consists of the application of a tape around the perimeter of a bridge pile covering the area of interest, avoiding oxygen to contact the pile.

Protective coatings consist of the application of different coatings, single or multilayer to protect a specific area of the surface of the bridge pile.



Table 1: Corrosion control approaches for bridge piles in marine environments

Approach	Advantage	Disadvantage
Tape wrapping (petrolatum or wax)	Can be applied to tubular and H-section piles (Green <i>et al.</i> , 2012). Seals out air and moisture to stop corrosion (Husain <i>et al.</i> , 2004). Possibility of warranty issue under specific installation conditions (Aziz <i>et al.</i> , 2011).	Does not provide structural integrity. Difficulty of steel thickness and corrosion inspection. Needs installation by humans under dangerous conditions.
Protective coatings	Diverse coatings available, e.g. coal tar enamel, fusion bonded epoxy, two-layer coating that usually consist of fusion bonded epoxy bonded to polypropylene and three-layer coating which consist of fusion bonded epoxy (Ameh and Ikpeseni, 2018). Compatible with cathodic protection (James and Hattingh, 2015).	Requires previous strict pre-treatment and sealing of the metallic surface from the corrosive environment, and time for coatings to dry after application (Zhongdao <i>et al.</i> , 1989). Inadequate and difficult operational or maintenance conditions (Husain <i>et al.</i> , 2004; Melchers, 2006).
Pile jacketing	Installation time can be more than 50% less compared to petrolatum or wax tape wrapping (Husain <i>et al.</i> , 2004).	Inadequate jacket installation and concrete grout cracking by installation or by seismic activity may allow steel to corrode. Difficulty of steel thickness and corrosion inspection. Requires installation by humans and crane under dangerous conditions.

Pile jacketing consists of the installation of a jacket around the bridge pile, available in different materials. After being sealed, the space in between is filled which again can be done with different materials for instance, concrete grout.

## Sheet piles

The approaches to control corrosion of sheet piles include: protective coating; protective steel patches; extension of concrete cap pile across the exposed steel zone below the mean low water level or MLW level (Chernov and Buslov, 2004). Also, these approaches can be adopted in combination, for instance, with epoxy resins.

Protective coatings consist of the application of different coatings, single or multilayer to protect a specific area of the surface of the bridge pile. For sheet piles, in some cases these are applied with the help of a caisson to create a dry environment.

Protective steel patches consist of welded pieces of steel that replace and reinforce the area of interest.

Extension of concrete cap pile consist of covering the area of steel exposed to continuous wetting by extending the concrete cap pile of the quay apron.

As reported by Chernov and Buslov (2004), these approaches present the advantages and disadvantages as summarized in Table 2.

Table 2: Corrosion control approaches for sheet piles in marine environments

Approach	Advantage	Disadvantage
Protective coatings	May be efficient within a certain range of conditions. Compatible with cathodic protection (James and Hattingh, 2015).	Coatings have limited durability above the water (Chernov and Buslov, 2004) Requires proper cleaning preparation of the steel surface (achievable by isolating the area from seawater with the help of a caisson).
Protective welded steel patches	Provides structural integrity.	Mostly a temporary solution (Chernov and Buslov, 2004) to be complemented with another one.
Extension of concrete cap pile across the exposed steel zone	Durable and reliable alternative for sheet piles	Relatively expensive. If done using precast front panels as formwork corrosion of reinforcement of the precast panel and the addition of the front panel generates a bulge in the bulkhead line which may require re-fendering



## Barriers of the existing approaches

The descriptions provided in Tables 1 and 2 give evidences that there are several approaches for corrosion control in bridge piles and sheet piles. Each approach has their advantages and drawbacks. The following barriers of the existing approaches can be identified:

- Occupational health and safety: all approaches entail dangerous work conditions for personnel in the field.
- Manual-artisanal solutions: all approaches require workers and/or divers to apply the selected solution. This may cause, for instance, to stop operations around the area under maintenance and hence, many times, without being able to control and register the conditions of application and results.
- Uncertainty of maintenance: for approaches that cover the steel pile, *e.g.* pile jacketing and tape wrapping, it is difficult to verify if the maintenance is producing the expected results. These approaches may even hide the corrosion beneath them, without showing evidence of the pile status until a failure occurs.

## Drivers for an innovative approach

The main driver to an innovative approach that overcomes the aforementioned barriers is to have the possibility to do proper asset management. This is, to be able to establish, implement, maintain and improve an asset management system, for example, according to the ISO 55000 (International Standard covering management of assets of any kind). Rephrasing the barriers mentioned above, an innovative approach to control corrosion in steel coastal infrastructure should ensure safer conditions for workers involved in the maintenance, be standardised meaning the results of its implementation being verifiable and compared to a standard, and finally, it should grant its efficacy, a process that, again, should be verifiable to give adequate time to react to avoid a structural failure.

## Characteristics of an innovative approach

A set of key characteristics identified for an innovative approach for corrosion control is proposed to overcome the barriers:

- Automatized: the automation of part or all corrosion

control maintenance processes to significantly reduce the occupational health and safety risks. An automated process should consider the control over several parameters such as material thickness, position, distance, pressure, motion, humidity, temperature, flow and others, while delivering appropriate data to ensure an adequate quality control of the process.

- Remotely controlled: the ability to prepare and/or interfere the processes from local-remote to control and monitoring of the maintenance. An innovative approach should consider human-machine-interfaces near the machine to properly operate the process without intervening directly with the machine. Accordingly, appropriate sensors and actuators suited for environment should be used to perform correctly, emulating on-shop-style procedures.

- Certifiable process: to be able to measure and control the corrosion maintenance outcomes after its application and on a regular basis to minimise and plan the interventions of assets. By doing so, it avoids the need to be certified by a qualified surveyor, exposing the person to high risk working conditions which make very difficult to do proper measurements and reliable inspections. The instruments on board an automated approach can lead to accurate data and with it, to an adequate certified process.

- Data collection: the capability of the process to collect appropriate data to feed an asset management program according to actual status of the structure. The automated process should register the pile steel thickness, application parameters and date of maintenance, to properly program the next maintenance operation, recalculate the corrosion rate of the site and compare the actual corrosion rate with the design corrosion rate.

These characteristics enable defining and implementing a proper asset management plan to deliver not only economical, but also better environmental and social outcomes. The infrastructure can be monitored and hence, supporting relevant processes of decision making.

## Conclusions

The effects of infrastructure corrosion must be managed from several perspectives including design and





construction, operations and maintenance. The current approaches propose wrapping or patching infrastructure, the manual application of one or more coatings under water (or inside a caisson for sheetpiles), and the cover of infrastructure with new materials. The design and construction phases are where the most relevant measures are currently considered. However, from an operational and maintenance point of view, the current approaches do not deliver long-lasting results, compromising the functionality of structural components which may reduce their performance and put the infrastructure at high risk, and create production time losses for terminals.

From a safety point of view, the current approaches can be bettered to reduce the risk not only of personnel but also of equipment. The current study highlights:

- The relevance of measuring and controlling corrosion in coastal infrastructure to ensure adequate asset management.
- The opportunity to produce specific and updated corrosion maps of corrosion rates to be used on future designs and constructions based on the data obtained during the maintenance service.
- That corrosion maintenance projects should be coordinated with other shut downs that restrict operations to minimise the loss of availability.
- That if severe corrosion is already present, a remediation strategy must be put in place, ideally as part of the Asset Management Plan

The characteristics of an innovative approach are proposed in order to foster further research and studies to better understand corrosion control practices, as well as to promote the realization of pilot projects that develop new corrosion control techniques over coastal infrastructure. New techniques are identified to be of great interest for infrastructure requalification that simultaneously delivers economic and social outcomes.

## References

Ameh, E.S. and Ikpeseni, S.C. (2018). Pipelines cathodic protection design methodologies for impressed current and sacrificial anode systems. *Nigerian Journal of Technology* **36**(4), 1072-1077

Aziz, A., Blin, F. and Dacre, M. (2011). Extension of asset life for Melbourne's Swanson Dock. *Australian Journal of Civil Engineering* **9**(1), 35-46

Chernov, V. and Buslov, V. (2004). Protection and repairs of steel sheet piles in tidal zone. *Ports Conference 2004: Port Development in the Changing World*. Curtis, S.A. (ed.), American Society of Civil Engineers, Reston, USA

Green, W., Bacon, S. and Dockrill, B. (2012). Engineered maintenance of Newcastle Port Wharf Structures. *Corrosion and Materials*, 48-52 (available at [www.corrosion.com.au](http://www.corrosion.com.au))

Husain, A., Al-Shamah, O. and Abduljaleel, A. (2004). Investigation of marine environmental related deterioration of coal tar epoxy paint on tubular steel pilings. *Desalination* **166**, 295-304

James, M.N. and Hattingh, D.G. (2015). Case studies in marine concentrated corrosion. *Engineering Failure Analysis* **47**, 1-15

Jeffrey, R.J. and Melchers, R.E. (2009) Corrosion of isolated and electrically-connected steel coupons in temperate coastal seawater. *Corrosion and Prevention 2009*, Australasian Corrosion Association, 210-217

Kitane, Y., Watanabe, N. and Itoh, Y. (2008). Evaluation of strength recovery of repaired steel pipe piles. *Eleventh East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction EASEC-11: Building a Sustainable Environment*, Taipei, Taiwan

Kumar, A. and Stephenson, L.D. (2005). Accelerated low water corrosion of steel pilings in seawater. *Corrosion 2005*, NACE International, 1-26

Maharaj, R.J. (1998). The performance of some coastal engineering structures for shoreline stabilization and coastal defence in Trinidad, West Indies. *Geohazards in Engineering Geology*, Maund, J.G. and Eddleston, M. (eds.), Geological Society, London, UK, Engineering Geology Special Publications **15**, 61-69

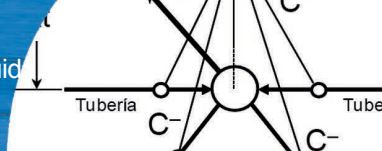
Melchers, R.E. (2006). Recent progress in the modeling of corrosion of structural steel immersed in seawaters. *Journal of Infrastructure Systems* **12**(3), 154-162

Sexton, B.G., Gill, D.R. and O'Donnell, C.J. (2017). Sheet-pile corrosion rates within an existing outfall channel in Dublin Port, Ireland. *19<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Seoul, South Korea, 2895-2898



Valdez, B., Ramirez, J., Eliezer, A., Schorr, M., Ramos, R. and Salinas, R. (2016). Corrosion assessment of infrastructure assets in coastal seas. *Journal of Marine Engineering & Technology* **15**(3), 124-134

Zhongdao, D., Xiangyu, N., Gengmei, X. and Li, Y. (1989). Research on protection of steel piles of Baoshan general steel factory wharf by using DZ and DZ-2 tapes. *Chinese Journal of Oceanology and Limnology* **7**(4), 355-359



## Análisis transiente de la demanda de agua uniformemente distribuida

Transient analysis of the uniformly distributed water demand

Fecha de entrega: 9 de enero 2019

Fecha de aceptación: 8 de noviembre 2019

**John Twyman**

Twyman Ingenieros Consultores, Pasaje Dos # 362, Rancagua, Chile, john@twyman.cl

*Se analiza el flujo transitorio en redes de tuberías generado por demandas uniformemente distribuidas (DUDs). Se muestra un algoritmo numérico original, basado en el Método de las Características (MC), que permite incluir el enfoque de la DUD insensible a la presión en los nodos internos de una tubería sin modificar su discretización original. Los resultados obtenidos por la DUD se comparan con el enfoque que distribuye el 50% de la demanda total de agua en los extremos aguas arriba y aguas abajo de la tubería. La conclusión general es que el enfoque de la DUD es útil para conocer el comportamiento transitorio de una tubería cuando cada uno de sus nodos internos tiene una demanda de agua, aunque su formulación sea preliminar y requiera algunas extensiones que le permitan abordar el problema de manera más adecuada.*

*Palabras claves: golpe de ariete, método de las características MC, demanda uniformemente distribuida DUD*

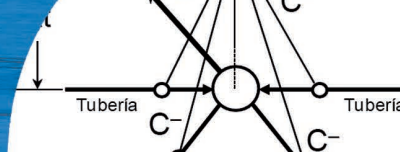
*Transient flow generated in pipe networks by uniformly distributed demands (UDDs) is analyzed. An original numerical algorithm based on the Method of Characteristics (MOC) is shown, which allows including the pressure-insensitive UDD's approach at the pipe internal nodes without modifying its original discretization. The results delivered by the UDD's approach are compared with the approach that distributes 50% of the total water demand in the pipe's upstream and downstream ends. The general conclusion is that the UDD's approach is useful to know the pipe transient behaviour when every one of its internal nodes have a water demand, although its formulation is preliminary and it requires some extensions that allow it to approach the problem in more suitable way.*

*Keywords: water hammer, method of characteristics MOC, uniformly distributed demand UDD*

### Introducción

Existe escasa literatura que aborde la simulación, en estado de flujo transiente, de una demanda uniformemente distribuida (DUD). Por ejemplo, McInnis y Karney (1995) investigan los efectos de diversos modelos de demandas en orden a predecir el comportamiento hidráulico de los sistemas, destacando un modelo de distribución uniforme del consumo en tramos seleccionados que funciona en base al Método de las Características MC. En este modelo los sistemas, que sirven principalmente a zonas residenciales de baja densidad, pueden ser aproximados mediante un flujo lateral uniforme a lo largo de todo o parte de la tubería. La formulación se basa en una extensión de la ecuación de continuidad para el flujo transiente mediante la adición de un término que depende de las características de la tubería (velocidad de la onda y sección transversal) y de una demanda lateral uniforme que sale del tramo. Según

los autores, el modelo permite predecir adecuadamente el descenso inicial de la presión y el primer máximo de sobrepresión positiva al simular el apagado de una motobomba, aunque reconocen que su formulación es inadecuada para representar el decaimiento del transiente a medida que avanza el tiempo de simulación. Jung *et al.* (2007) indican que el proceso de esqueletonización de una red, es decir, la selección de aquellas partes que tienen un impacto significativo en su comportamiento hidráulico (Shamrukh, 2005), obliga a relocalizar las demandas cuando los nodos internos de algunas tuberías son eliminadas del modelo, lo cual debe realizarse con sumo cuidado al realizar un análisis del flujo transiente en redes de tuberías porque dicho procedimiento podría afectar la disipación y reflexión de las ondas de presión. Tsakiris y Spiliotis (2012) indican que el uso de una demanda uniformemente distribuida es válido sólo cuando hay



desconocimiento sobre las demandas y conexiones reales en una red, y que la aproximación mediante demandas nodales, aun siendo menos realista, facilita el análisis de las redes de tuberías. Izquierdo *et al.* (2013) indican que los modelos que simulan las variables de estado en grandes redes de tuberías usualmente dejan de lado las demandas intermedias, siendo la regla aplicar el Método de Repartición Media MRM que busca localizarlas en los nodos extremos de las líneas: 50% en el nodo ubicado aguas arriba de la línea, 50% en el nodo ubicado aguas abajo. Este método funciona siempre y cuando haya inexistencia de concentraciones de demanda en la línea que representen un porcentaje importante de su caudal total. Otros autores (Mohammed y Gad, 2012; Gad y Mohammed, 2014) plantean la importancia que tiene la simplificación de las redes durante las primeras etapas de diseño, especialmente lo referente a la concentración de las demandas en los nodos de la red. Al analizar el flujo transiente rápido debido a una demanda distribuida y a otra concentrada en los nodos de dos redes distintas, concluyen que la simplificación basada en la demanda concentrada en los nodos incrementa la presión transiente, y que este tipo de aproximación debiera ser aplicada con mucho cuidado, ya que la suposición de que la demanda total a lo largo de una tubería puede ser representada en la forma de dos consumos ubicados en sus nodos terminales puede ser una fuente de errores en el cálculo de la pérdida de carga, lo cual puede afectar en forma significativa los análisis de calibración, diseño, rehabilitación u operación de los sistemas (Kanakoudis y Gonelas, 2014). Esto lleva a concluir que la asignación de las demandas en los nodos constituye uno de los pasos más relevantes en el análisis de redes de tuberías (Rao *et al.*, 2015), lo cual es inaplicable cuando en la red existen tramos con demandas uniformemente distribuidas DUDs que, debido a su importancia, disposición o función dentro del sistema, deben ser excluidas de la aplicación del MRM.

## Material y métodos

La Figura 1 muestra una tubería ejemplo de longitud  $L$  que está dividida en  $N = 5$  subtramos de igual longitud  $\Delta x$ , y que tiene una demanda  $q$  en sus nodos internos 2, 3, 4 y 5, la cual está uniformemente distribuida. El procedimiento usual de discretización considera a la tubería anterior como una serie de 5 tramos con demandas  $q$  en alguno de los nodos de borde de las tuberías 1, 2, 3, 4 y 5. Esto

significa considerar 5 tramos de longitud  $\Delta x$  cada uno, de modo de que cada condición  $q$  pueda corresponder a un nodo de borde específico. Si la tubería de la Figura 1 pudiera trabajar con  $q$  en sus nodos internos sin necesidad de modificar la discretización inicial, entonces al dividirla con  $N = 5$  obtenemos el siguiente paso de tiempo acorde al número de Courant  $C_n$ :  $\Delta t = L/(Na) = L/(5a)$ , donde  $\Delta t$  es el paso de tiempo en s y  $a$  es la velocidad de la onda en m/s.

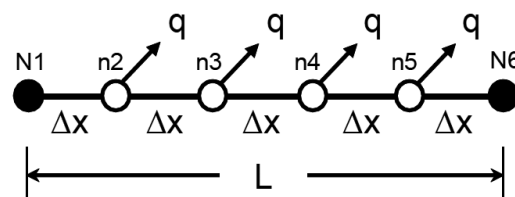
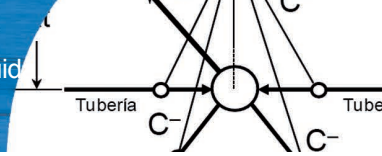


Figura 1: Esquema de una tubería ubicada entre los nodos de borde N1 y N6, subdividida en 5 subtramos y con una DUD ( $q$ ) entre los nodos internos n2 y n5 ( $L$ : longitud del tramo)

Sin embargo, de ser imposible trabajar con  $q$  como parte de una condición de borde global, entonces el análisis transiente exigiría que la tubería fuera dividida en 5 tramos de longitud  $\Delta x$  cada uno. En este caso, de optar por  $N = 5$  para el tramo más corto, el paso de tiempo es:  $\Delta t^* = \Delta x/(5a)$ . Como  $\Delta x$  corresponde a la quinta parte de  $L$ , obviamente que  $\Delta t^* \ll \Delta t$ , ralentizando la solución y exigiendo más recursos de memoria computacional a la simulación. En términos numéricos, si la tubería tiene una longitud  $L = 1000$  m,  $a = 1000$  m/s y es subdividida con  $N = 5$ , y puede ser resuelta tomando en cuenta una DUD de magnitud  $q$ , sin incorporar nuevas condiciones de borde, entonces  $\Delta t = 1000/(5 \cdot 1000) = 0.2$  s. En caso contrario, de carecer de una formulación para abordar la DUD de magnitud  $q$ , y considerando un  $N = 5$  para el tramo más corto, entonces  $\Delta t = 200/(5 \cdot 1000) = 0.04$  s. En este caso  $\Delta t^*$  es un 80% menor que  $\Delta t$ , y el  $N$  total pasa de 5 (caso con solución para la DUD) a  $N = 25$  (caso sin solución para la DUD), con un incremento del 400%, con todas las implicancias que esto puede representar en términos de uso de recursos computacionales. El objetivo del presente artículo es plantear una solución al caso mostrado en la Figura 1 utilizando el MC, sin necesidad de modificar la discretización inicial del tramo. La teoría básica sobre el golpe de ariete (ecuaciones) puede estudiarse en Ghidaoui *et al.* (2005). El MC y el cálculo de  $a$  son mostrados en profundidad en algunos textos clásicos (*e.g.* Wylie y



Streeter, 1978, 1993; Chaudhry, 1968, 1979; Watters, 1979; 1984), y también en textos y artículos recientes (e.g. Chaudhry, 2014; Twyman, 2016a, 2016b, 2017, 2018), por lo que se recomienda su lectura para profundizar conocimientos. Sin embargo, dada su importancia en el modelo que se propondrá en una sección posterior, se prestará más atención a la forma de tratar un nodo simple en el contexto del MC, aspecto que será tratado brevemente a continuación.

## Tratamiento de un nodo simple

Un nodo simple (Figura 2) es una condición de borde que contiene sólo tuberías que descargan hacia (o desde) el nodo de la red (Karney y McInnis, 1992). Si las pérdidas de carga son insignificantes en el nodo de la red, entonces es posible suponer que la cota piezométrica en el nodo puede representarse por un valor único  $H_p$ . Para las tuberías que descargan hacia el nodo es válida la ecuación característica positiva, y para las tuberías que descargan desde el nodo es válida la ecuación característica negativa (Ghidaoui *et al.*, 2005), lo cual significa que:

$$-H_p \left[ \sum_{k \in N1} \frac{gA(k)}{a(k)} + \sum_{j \in N2} \frac{gA(j)}{a(j)} \right] + \sum_{k \in N1} \frac{gA(k)}{a(k)} CP(k) + \sum_{j \in N2} \frac{gA(j)}{a(j)} CM(j) - Q_{ext} = 0 \quad (1)$$

Donde  $N1$  y  $N2$  son el conjunto de tuberías que descargan hacia (o desde) el nodo de la red, respectivamente.  $Q_{ext}$  es el flujo nodal conocido en  $m^3/s$ , + si se descarga desde el nodo de la red, - en caso contrario,  $g$  es la constante de gravedad en  $m/s^2$ ,  $A(k)$  y  $A(j)$  son la sección transversal de las tuberías  $k$  (que descargan hacia el nodo) y  $j$  (que descargan desde el nodo) en  $m^2$ ,  $a(k)$  y  $a(j)$  son la velocidad de la onda en  $m/s$  de las tuberías  $k$  y  $j$ , respectivamente.  $CP(k)$  y  $CM(j)$  son constantes conocidas y relacionadas con las curvas características positiva y negativa, respectivamente en  $m$ .

La ecuación (1) representa una expresión general para un nodo simple que permite simplificar el tratamiento topológico de las redes complejas (Wylie, 1986; Salgado *et al.*, 1992), y cuyo planteamiento y desarrollo completo en detalle ha sido descrito por algunos autores (Karney,

1984; Karney y McInnis, 1992).

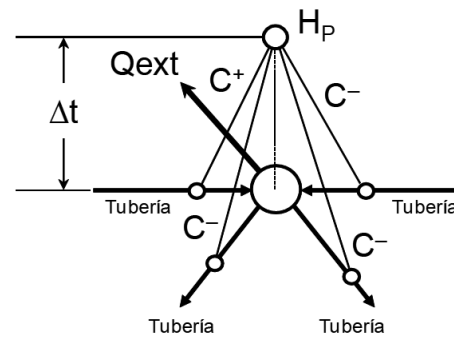


Figura 2: Esquema de un nodo simple

## Modelación de demandas uniformemente distribuidas DUDs

Haciendo una analogía con la ecuación (1), si el almacenamiento en el nodo interno  $P$  de una tubería es nulo, entonces se debe cumplir la ecuación de continuidad válida para el estado de flujo permanente, la cual establece que la suma algebraica de los flujos de descarga hacia (o desde) el nodo debe ser igual a cero, es decir, se debe cumplir la siguiente relación a partir de la ecuación (1), descartando las sumatorias y considerando que  $gA(k)/a(k) = gA(j)/a(j) = gA/a$  y  $Q_{ext} = q$ :

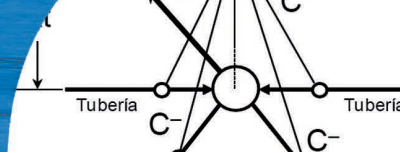
$$-\frac{gA}{a} H_{pi} + \frac{gA}{a} CP - \frac{gA}{a} [H_{pi} - CM] - q = 0 \quad (2)$$

con  $i = 2, \dots, N$ . Despejando  $H_{pi}$  se obtiene lo siguiente:

$$H_{pi} = \frac{CP + CM}{2} - \left( \frac{a}{gA} \frac{q}{2} \right) \quad (3)$$

con:  $CP = H_{i-1} + c Q_{i-1} - R Q_{i-1} |Q_{i-1}|$ ,  $CM = H_{i+1} - c Q_{i+1} - R Q_{i+1} |Q_{i+1}|$ ,  $R = f \Delta x / (2gDA^2)$ ,  $c = a/gA$ ,  $f$  = factor de fricción (Darcy) y  $D$  es el diámetro interno de la tubería. Conocido  $H_{pi}$ , el valor del caudal nodal puede obtenerse a partir de las fórmulas  $Q_{pi} = (gA/a)(CP - H_{pi})$  o  $Q_{pi} = (gA/a)(H_{pi} - CM)$ . La Figura 3 muestra un esquema del nodo interno con demanda  $q$ .

En resumen, la ecuación (3) permite calcular las presiones generadas por una DUD de tamaño  $q$ , lo cual permite resolver la variable de estado  $H_{pi}$  en los nodos internos de una tubería sin necesidad de tener que re-discretizar



la red a partir del tramo más corto, de tamaño  $\Delta x$ , que aparecería cada vez que haya que considerar al nodo con una demanda  $q$  como una condición de borde externa para efectos de discretización de la red.

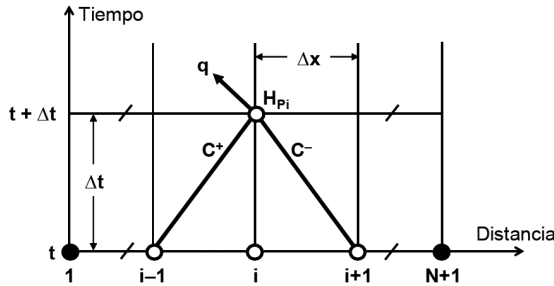


Figura 3: Ecuaciones características con demanda  $q$  en el nodo interno  $i$

## Resultados

### Ejemplo 1

La red ejemplo, mostrada en la Figura 4, consta de tres tuberías en serie (T1, T2 y T3) ubicadas entre un reservorio D1 (aguas arriba) y una válvula de regulación Rg1 (aguas abajo), la cual se supondrá inactiva y completamente abierta durante la simulación del transiente. Todas las tuberías tienen  $D = 200$  mm,  $f = 0.018$  y  $a = 1000$  m/s. Sus longitudes son 500 m (T1), 400 m (T2) y 600 m (T3). El caudal inicial es 75 l/s. En orden a obtener  $C_n = 1.0$  para todas las tuberías, se adoptó un  $\Delta t = 0.1$  s y  $N = 5, 4$  y  $6$  para T1, T2 y T3, respectivamente. El tiempo máximo de simulación es  $T_{\max} = 10$  s. El flujo transiente es generado por la aparición súbita de una DUD de magnitud  $q = 6$  l/s en el tramo T2. En este ejemplo y en el siguiente ejemplo 2, se supondrá que las demandas nodales son insensibles a la presión, y que el factor de fricción es constante (distinto de transiente). En este último caso el error en las presiones debiera quedar acotado, situación que se presenta cuando el caudal externo total aportado por las demandas  $q$  es aproximadamente inferior al 30% del flujo medio de las tuberías afectadas. La Figura 5 muestra las presiones en función del tiempo en los nodos internos n2-2, n3-2 y n4-2 del tramo T2.

En la notación el término “n” significa nodo interno, el primer valor numérico identifica la numeración del nodo interno y el segundo valor numérico identifica la numeración del tramo. Por ejemplo, n2-2 significa nodo interno 2 del tramo T2.

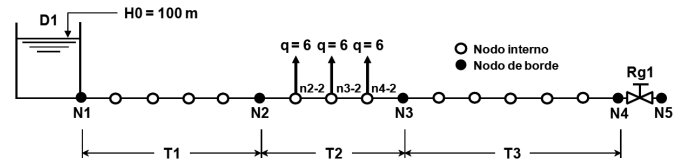


Figura 4: Esquema de la red ejemplo 1 con una DUD ( $q = 6$  l/s) en el tramo T2. Las demandas se localizan en los nodos internos n2-2, n3-2 y n4-2

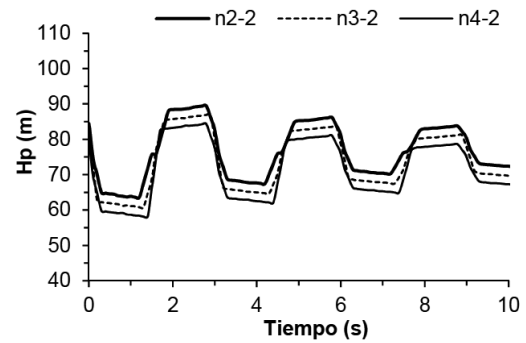


Figura 5: Presión  $H_p$  en función del tiempo en los nodos internos n2-2, n3-2 y n4-2 cuando el tramo T2 tiene una DUD con  $q = 6$  l/s

### Ejemplo 2

La red de la Figura 6 consta de 7 tuberías (T1, T2, etc.); dos reservorios (D1, D2); 1 válvula de regulación (Rg1) ubicada en el extremo aguas abajo de T7, que descarga hacia la atmósfera y que se supondrá completamente abierta durante la simulación del transiente; 1 válvula aliviadora de presión en N6 (que se supondrá desactivada); 2 nodos (N2 y N5) con una demanda constante  $q_0$  de 2000 y 1000 l/s, respectivamente; y una chimenea de equilibrio en N3 (Karney y McInnis, 1992).

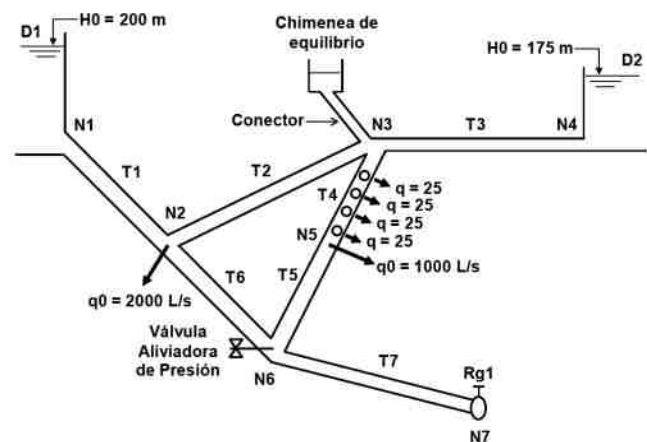
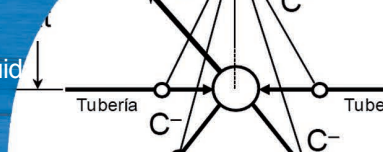


Figura 6: Esquema de la red ejemplo 2 con una DUD con  $q = 25$  l/s en el tramo T4



La Tabla 1 muestra los datos de las tuberías y de la discretización adoptada en este caso cuando  $\Delta t = 0.1$  s. El transiente es generado por la aparición súbita de una DUD de magnitud  $q = 25$  l/s en el tramo T4. La Tabla 2 muestra los datos de los nodos. El tiempo máximo de simulación es  $T_{\max} = 50$  s. La Figura 7 muestra las presiones en función del tiempo en los nodos internos n2-4, n3-4, n4-4 y n5-4 del tramo T4.

Tabla 1: Datos de las tuberías

Tubería N°	Diámetro $D$ , mm	Longitud $L$ , m	Número de subtramos $N$	Caudal inicial $q_0$ , l/s	$q$ , l/s	Factor de fricción $f$ (Darcy)	V. onda $a$ , m/s	$C_n$
T1	1500	1001.2	10	6212	0.0	0.012	996.3	1.00
T2	1000	2000.0	20	1708	0.0	0.013	995.3	1.00
T3	750	2000.0	20	1183	0.0	0.014	995.0	1.00
T4	500	502.5	5	524	25.0	0.015	1000.0	1.00
T5	500	502.5	5	476	0.0	0.015	1000.0	1.00
T6	1000	1001.2	10	2503	0.0	0.014	996.3	1.00
T7	750	2000.2	20	2028	0.0	0.013	995.1	1.00
Conector	2523	30	---	0	---	0.020	---	---

Tabla 2: Datos de los nodos

Nodo N°	Tipo de nodo	Elevación $z$ , m	Cota piezométrica $H_0$ , m	Descarga $q_0$ , l/s
N1	Reservorio de cota constante	150	200.0	0
N2	Demanda constante	100	195.0	2000
N3	Chimenea de equilibrio	150	188.8	0
N4	Reservorio de cota constante	150	175.0	0
N5	Demanda constante	100	183.4	1000
N6	Válvula aliviadora de presión	50	187.9	0
N7	Válvula de control	25	151.9	0

## Comparación con el Método de la Repartición Media MRM

El Método de la Repartición Media MRM es una técnica que determina que la demanda en cada nodo debe corresponder a la sumatoria del 50% de las demandas propias calculadas para cada tubería. En términos simples, esto significa que, si en la línea de una tubería existen 5 demandas de agua de 1 l/s cada una, entonces el MRM asignará el 50% de la demanda total, esto es:  $0.5 \cdot 5 = 2.5$  l/s, a cada nodo de borde de la tubería. En el tramo T2 del ejemplo 1, esto significaría asignar una demanda de

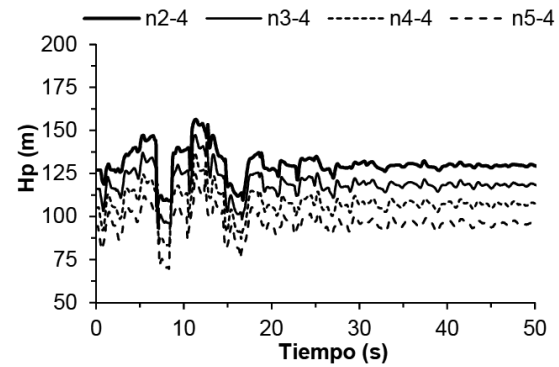


Figura 7: Presión  $H_p$  en función del tiempo en los nodos internos n2-4, n3-4, n4-4 y n5-4 cuando el tramo T4 tiene una DUD con  $q = 25$  l/s

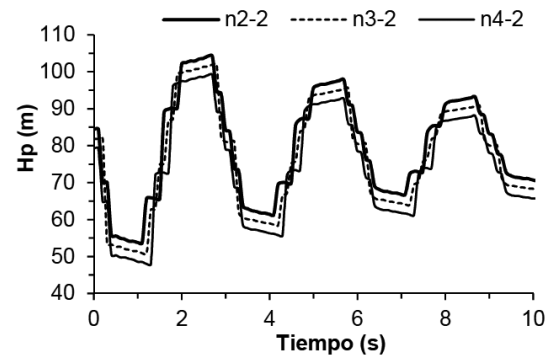


Figura 8: Presión  $H_p$  en función del tiempo en los nodos internos n2-2, n3-2, n4-2 del tramo T2 (ejemplo 1) cuando la DUD con  $q = 6$  l/s es dividida en dos y asignada a los nodos N2 (9 l/s) y N3 (9 l/s)

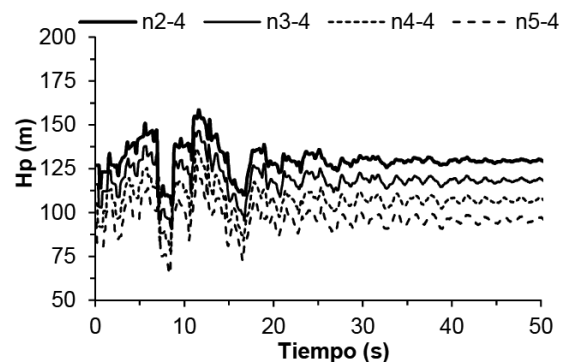
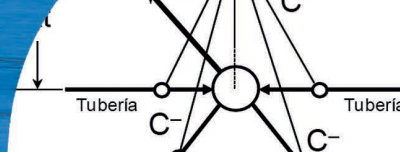


Figura 9: Presión  $H_p$  en función del tiempo en los nodos internos n2-4, n3-4, n4-4 y n5-4 del tramo T4 (ejemplo 2) cuando la DUD con  $q = 25$  l/s es dividida en dos y asignada a los nodos N3 (50 l/s) y N5 (50 l/s)

9 l/s a los nodos N2 y N3, respectivamente. La Figura 8 muestra la curva de presión en función del tiempo en los nodos internos n2-2, n3-2 y n4-2 de la tubería T2 cuando la demanda en dichos nodos es repartida en una proporción de



50/50 (9/9 l/s) en los nodos N2 y N3. En el tramo T4 de la red ejemplo 2, la asignación de  $q = 25$  l/s en los nodos N3 y N5, respectivamente, significaría asignarles una demanda igual a 50 l/s. La Figura 9 muestra la curva de presión en función del tiempo en los nodos internos n2-4, n3-4, n4-4 y n5-4 de la tubería T4 cuando la demanda en dichos nodos es repartida en una proporción de 50/50 (50/50 l/s) en los nodos N3 y N5.

## Discusión

Se muestra la aplicabilidad de un algoritmo numérico original basado en el MC que permite asignar, a cualquier tubería de una red, una demanda uniformemente distribuida (DUD). El algoritmo es rápido, preciso, explícito y fácil de programar. Por ejemplo, el tiempo de ejecución en los ejemplos 1 y 2 fue inferior a los 1.5 s al correr el algoritmo en un PC estándar con velocidad de procesamiento de 1.6 GHz. Además, la aplicación del algoritmo propuesto supone un aumento marginal de la memoria computacional toda vez que funciona mediante el MC estándar levemente modificado mediante la adición del parámetro  $(a/gA)q/2$  en la ecuación clásica que permite calcular  $H_{pi}$  ( $i = 2, \dots, N$ ), siendo  $q$  un vector de tamaño proporcional a  $N$ . El algoritmo en cuestión tiene la particularidad de que impide tener que re-discretizar la red cada vez que se requiera simular la aparición de una DUD de magnitud  $q$  que abarque los nodos internos de una o más tuberías, con lo cual evita tener que definir condiciones de borde adicionales que obligarían a crear y re-numerar nuevos nodos de borde y tramos, lo cual podría constituir una tarea engorrosa en la medida que se incorporan más DUDs al sistema. La DUD puede ser aplicada simultáneamente a uno o más tramos del sistema, sin importar las condiciones de borde que tengan en sus nodos extremos toda vez que la DUD se aplica sólo a los nodos internos de cada tubería. El algoritmo es versátil porque permite modificar la magnitud de la DUD mediante dos vías: (i) incrementando (o decreciendo) el tamaño de  $N$ , lo cual implicaría la adición (o sustracción) de nodos internos con  $q$ ; (ii) variando en mayor o menor medida el valor de  $q$ , esto último modificando el valor que tenga asignado en una o varias tuberías en particular. Sin embargo, esta segunda opción es más eficiente porque cualquier alteración de  $N$  podría significar una distorsión de la discretización inicial, llevando a una situación donde  $C_n$  dejaría de ser igual a 1.0 en algunas tuberías,

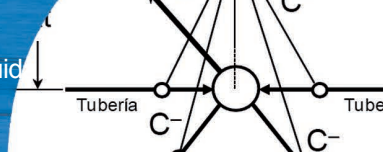
con el consiguiente impacto en la calidad numérica de los resultados. En el ejemplo 1 se verifica que la asignación de las demandas en los nodos de borde de las tuberías con valores iguales al 50% de la suma de los  $q$  (DUD) genera soluciones más conservadoras (ver Tabla 3), tanto para las presiones máximas como mínimas, con diferencias absolutas de 14.2% y 21.3%, respectivamente. En el ejemplo 2 también se verifica que la demanda nodal es más conservadora que la DUD, aunque en este caso la diferencia absoluta entre las presiones máximas dadas por al DUD y por la demanda nodal es de sólo 1.4%.

Tabla 3: Comparación de presiones  $H_p$  (m) extremas entre DUD y demandas en los nodos de borde de las tuberías

Ejemplo N°	Tipo de demanda			
	DUD		Nodal	
	Hp máxima	Hp mínima	Hp máxima	Hp mínima
1	89.5	58.1	104.3	47.9
2	156.5	69.8	158.8	62.3

Al comparar las presiones mínimas, la diferencia aumenta a 12.0%. Estas diferencias entre los resultados entregados por la DUD y la demanda nodal pueden deberse a que la técnica de repartición media (50/50) implica simular el transiente con demandas de mayor magnitud localizadas en los nodos de borde de las tuberías analizadas. Pese a esto se debe tener presente que la ubicación de las demandas en los nodos de borde de una tubería en la proporción 50/50 puede constituir una regla inadecuada, especialmente cuando la demanda está concentrada en alguno de sus nodos y representa un porcentaje importante del caudal total de la línea (Izquierdo *et al.*, 2013). Otra desventaja relevante del algoritmo es que su funcionamiento óptimo depende de la discretización adoptada para la red, la cual debe ser establecida de forma tal que pueda cumplir con la condición de Courant y, dependiendo del caso, ésta debe ser tal que permita incorporar los nodos internos de interés dentro del análisis. Además, el algoritmo supone que la DUD es insensible a la presión en los nodos internos de las tuberías, lo cual puede llevar a sobreestimar (o subestimar) las condiciones transientes, con riesgo de afectar el dimensionamiento o funcionamiento de los artefactos supresores de ondas y, por ende, de los costos asociados (Jung *et al.*, 2009).





## Conclusiones

Se plantea un algoritmo útil para simular una o más DUDs en redes de tuberías simples o complejas, permitiendo conocer en forma relativamente sencilla lo que sucede cuando se aplica, en forma súbita, una DUD en uno o más tramos del sistema. La DUD podría servir para analizar el impacto transiente generado por la activación de un sistema contra incendios o de riego, teniendo cuidado de que la discretización adoptada para las tuberías involucradas sea tal que permita hacer coincidir la posición del rociador con el nodo correspondiente a  $q$ . El concepto sobre el cual se sustenta la DUD contiene una serie de supuestos y simplificaciones que tienden a limitar su campo de acción, siendo extensiones obvias del algoritmo: (i) la incorporación del concepto de dependencia de la presión respecto de  $q$  (Salgado *et al.*, 1994; Wu y Walski, 2006); (ii) la inclusión en el modelo de la correlación cruzada (interdependencia) entre demandas próximas (Filion *et al.*, 2007); (iii) la posibilidad de aplicar  $q$  sólo en algunos nodos internos de la tubería previamente escogidos por el usuario; y (iv) disponer de otras formas de  $q$  asimétricas, distintas de las formas uniformes, con mayores o menores demandas en algunos nodos internos de las tuberías.

## Referencias

Chaudhry, M.H. (2014). Transient-flow equations. In *Applied Hydraulic Transients*. Springer, New York, USA, 35-64

Chaudhry, M.H. (1979). *Applied hydraulic transients*. Van Nostrand Reinhold, New York, USA

Chaudhry, M.H. (1968). *Boundary conditions for analysis of waterhammer in pipe systems*. Thesis of Applied Science, The University of British Columbia, Canada

Filion, Y., Adams, B. and Karney, B. (2007). Cross correlation of demands in water distribution network design. *Journal of Water Resources Planning and Management* 133(2), 137-144

Gad, A.A. and Mohammed, H.I. (2014). Impact of pipe network simplification on water hammer phenomenon. *Sadhana* 39(5), 1227-1244

Ghidaoui, M.S., Zhao, M., McInnis, D.A. and Axworthy, D.H. (2005). A review of water hammer theory and practice. *Applied Mechanics Reviews* 58, 49-76

Izquierdo, J., Campbell, E., Montalvo, I., Pérez-García, R. and Ayala-Cabrera, D. (2013). Error analysis of some demand simplifications in hydraulic models of water supply networks. *Abstract and Applied Analysis* 2013, article ID 169670, 1-13

Jung, B.S., Boulos, P.F. and Wood, D.J. (2009). Effect of pressure-sensitive demand on surge analysis. *Journal of the American Water Works Association* 101(4), 100-111

Jung, B.S., Boulos, P.F. and Wood, D.J. (2007). Pitfalls of water distribution model skeletonization for surge analysis. *Journal of the American Water Works Association* 99(12), 87-98

Kanakoudis, V. and Gonelas, K. (2015). Accurate water demand spatial allocation for water networks modelling using a new approach. *Urban Water Journal* 12(5), 362-379

Karney, B.W. (1984). *Analysis of fluid transients in large distribution networks*. PhD thesis, University of British Columbia, Vancouver, Canada

Karney B.W and McInnis D. (1992). Efficient calculation of transient flow in simple pipe networks. *Journal of Hydraulic Engineering* 118(7), 1014-1030.

McInnis, D. and Karney, B.W. (1995). Transients in distribution networks: field tests and demand models. *Journal of Hydraulic Engineering* 121(3), 218-231

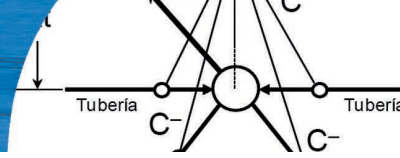
Mohammed, H.I. and Gad, A.A. (2012). Effect of pipe network simplification on water hammer phenomenon. *Journal of Engineering Sciences* 40(6), 1625-1647

Rao, R.M., Ahmed, Z., Ellamraj, Y. and Reddy, R.M. (2015). EPAnet demand calculation methods and implications. *International Journal of Scientific Engineering and Research (IJSER)* 4(11), 73-76

Salgado, R., Rojo, J. and Zepeda, S. (1994). Extended gradient method for fully non-linear head and flow analysis in pipe networks. *Integrated Computer Applications in Water Supply, Methods and Procedures for Systems Simulation and Control*. B. Coulbeck (ed.), John Wiley & Sons, Inc. NY, USA. vol. 1, 49-60

Salgado, R., Twyman, C. and Twyman, J. (1992). Development of a hybrid algorithm for fast transient analysis in pipe networks. *XV Congreso Latinoamericano de Hidráulica IAHR*, 483-493

Shamrukh, M. (2005). Applicability of using the multiple lateral demands for designing water networks. *First Ain Shams University International Conference on Environmental Engineering*, Cairo, Egypt, 562-572



Tsakiris, G. and Spiliotis, M. (2012). Applying resilience indices for assessing the reliability of water distribution systems. *Water Utility Journal* **3**, 19-27

Twyman, J. (2018). Transient flow analysis using the method of characteristics MOC with five-point interpolation scheme. *Obras y Proyectos* **24**, 62-70

Twyman, J. (2017). Water hammer analysis in a water distribution system. *Ingeniería del Agua* **21**(2), 87-102

Twyman, J. (2016a). Golpe de ariete en una red de distribución de agua. *XXVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica IAHR Spain Water and IWHR China*, Lima, Perú

Twyman, J. (2016b). Wave speed calculation for water hammer analysis. *Obras y Proyectos* **20**, 86-92

Watters, G.Z. (1984). *Analysis and control of unsteady flow in pipelines*. Butterworth, 2nd edition, Boston, USA

Watters G.Z. (1979). *Modern analysis and control of unsteady flow in pipelines*. Ann Arbor Science. Michigan, USA

Wu, Z.Y. and Walski, T. (2006). Pressure dependent hydraulic modelling for water distribution systems under abnormal conditions. *IWA World Water Congress and Exhibition*, Beijing, China

Wylie, B. (1986). Liquid transient flow in piping systems. In *Advancements in Aerodynamics, Fluid Mechanics and Hydraulics*, ASCE, Arndt, R.E., Stefan, H.G., Farrell, C. and Peterson, S.M. (eds.), 50-57

Wylie, B. and Streeter, V.L. (1993). *Fluid transients in systems*. Pearson. 1st. edition

Wylie, B. and Streeter, V.L. (1978). *Fluid transients*. McGraw-Hill, International Book Company

## Diseño y plan de implementación para el montaje de una Oficina de Gestión de Proyectos (OGP) en MYV Consultores Asociados S.A.

Design and implementation plan for the assembly of a Project Management Office (PMO) in MYV Consultores Asociados S.A.

Fecha de entrega: 3 de junio 2019

Fecha de aceptación: 30 de agosto 2019

José Fernando Jiménez, David Alejandro León, Juan Sebastián Mahecha, Jhon Mauricio Manco y Manuel Guillermo Pita

Escuela de Administración de Negocios, Universidad EAN, Calle 127 B Bis N° 71 A 43, Barrio Niza - Bogotá D.C., Colombia, jjimenez1345@universidadean.edu.co, dleongar1614@universidadean.edu.co, jmahecha8437@universidadean.edu.co, jmanco\_1@universidadean.edu.co, mpitariv8566@universidadean.edu.co

*MYV es una organización de consultoría proyectizada que no ha logrado estandarizar los resultados de sus proyectos ejecutados. Este estudio ha identificado el estado actual, determinando aspectos positivos y por mejorar. Implementar una Oficina de Gestión de Proyectos OGP es una práctica común a nivel mundial recientemente, generando ventajas competitivas. Se estudia el ciclo de vida y gestión de proyectos y portafolio, diferentes modelos de buenas prácticas, tipos y clasificaciones de OGP, la cultura organizacional es factor crítico de éxito. El estudio es de tipo mixto, con herramientas cuantitativas y cualitativas, tipos de estudio descriptivo y correlacional, para el diagnóstico del estado actual y plantear la propuesta de OGP adecuada. Se recolectaron datos para determinar el estado de gestión del portafolio, cultura organizacional, efectividad, prácticas y madurez de la gestión de proyectos. Los resultados fueron valorados estadísticamente obteniendo efectos interesantes y grandes oportunidades de mejora, alta correlación entre las variables; igualmente, se determinó que la madurez en la gestión tiene grado de conocimiento básico, con avances en metodología propia y mejora continua, que deben ser complementados, con futuro prometedor en desarrollo, de continuar con el proceso hasta ahora seguido. Como resultado se plantea la implementación de OGP estratégica, cuyo grado de madurez se logre en un plazo máximo de dos años, planteando mapa estratégico de OGP y propuesta de modificación de la estructura organizacional y de la OGP, así como el plan de implementación en tiempos, métricas, riesgos y costos asociados. Se responde las preguntas planteadas y proyecta una OGP ajustada a la cultura organizacional encontrada.*

*Palabras clave: Oficina de Gestión de Proyectos OGP, gerencia de proyectos, mejores prácticas, objetivos estratégicos, cultura organizacional, gestión de portafolio, efectividad, madurez*

*MYV is a projected consulting organization, which has not been able to standardize the results of its executed projects. This document has identified the current status, determining positive aspects and improving the management of projects. To implement a project management office PMO is a recently worldwide practice; generating competitive advantages. The life cycle and the management of projects and portfolio were studied. The research carried out is of mixed type, with quantitative and qualitative tools, types of study descriptive and correlational, to develop the diagnosis of the current state to propose the appropriate PMO. Data was collected to determine the management status of portfolio, organizational culture, effectiveness, practices and maturity of project management. The results obtained were statistically assessed, obtaining interesting effects and great opportunities for improvement. Likewise, it was determined that the maturity in the project management has a basic knowledge degree, with advances in own methodology and continuous improvement, which must be complemented, with a promising future in development to continue with the process followed. Based on the foregoing, the implementation of a strategic PMO proposed, whose degree of maturity is reached within a maximum period of two years, with a strategic map of the PMO and a proposal for modification of the organizational structure and PMO, as well as the implementation plan in times, metrics, risks and associated costs. It is concluded that the research work carried out answers the questions posed and projects an PMO adjusted to the organizational culture found.*

*Keywords: Project Management Office PMO, project management, best practices, strategic objectives, organizational culture, portfolio management, effectiveness, maturity*

## Introducción

La gestión de proyectos no es una práctica nueva, desde la época antigua esta actividad se ha convertido en una forma útil de cumplir los objetivos de proyectos y organizaciones a diferente nivel; poniendo en práctica tecnologías, conocimiento y herramientas conocidas o desarrollados para tal fin. Recientemente las organizaciones, que enfocan la ejecución de su objeto social por proyectos, se han preocupado cada vez más por implementar buenas prácticas que les permitan tener mejores resultados. Estas prácticas se han ido formalizando cada vez más, el diseño e implementación de una Oficina de Gestión de Proyectos OGP que centralice estas actividades a nivel de organización, ha generado una mejora sustancial en este desarrollo, mejorando sustancialmente los resultados obtenidos de la ejecución de los proyectos a su cargo, minimizando las probabilidades de fallos por causas imputables al proceso.

MYV es una empresa dedicada a la consultoría en diferentes temas asociados a la infraestructura física. Esta organización tiene dificultades para estandarizar los resultados de los proyectos ejecutados, el diseño e implementación de la OGP la impactará, obteniendo una ventaja competitiva respecto de otras organizaciones que no la tienen.

Esta investigación tiene como objetivo asimilar el conocimiento relevante actual en OGPs, de la misma forma se busca determinar el nivel de madurez en diferentes aspectos relacionados de MYV Consultores Asociados S.A., lo que determinará la propuesta más adecuada de OGP y su plan de implementación en la organización estudiada. Además, este trabajo busca diseñar y plantear el plan de implementación de la OGP adecuada al tamaño, actividad, cultura y necesidad de MYV.

## Oficinas de Gestión de Proyectos OGPs

Dentro de las diferentes definiciones sobre las oficinas de gestión de proyectos OGPs, la definición más conveniente depende del grado de madurez de cada empresa y las posibles variaciones de tamaños, funciones, roles e importancia dentro de organización. Hill (2008) las define como un integrador de negocio que integra personas, procesos (metodologías y buenas prácticas) y herramientas para gestionar o influenciar el rendimiento de los

proyectos; además, las considera como un facilitador para el entendimiento, aplicación de prácticas relacionadas con proyectos y la integración de los intereses de negocio de las empresas. Por otro lado, PMI (2017) y Hobbs y Aubry (2010), se centran en las características y atributos de estas, buscando una definición que incluya las relaciones que la oficina de proyectos debe tener con el entorno de la organización y la importancia de la comunicación, ya que estos son factores claves que impactan en el desempeño eficiente de la misma. A partir del entendimiento de que las OGPs son estructuras dinámicas y se desenvuelven en diferentes contextos organizacionales, existen diferentes tipos y niveles de oficinas de gestión de proyectos, las cuales reúnen diversas características que van desde el control básico y la gestión de prácticas para el desarrollo de proyectos hasta la alineación estratégica de los proyectos y los objetivos organizacionales. La Tabla 1 resume diferentes clasificaciones de OGPs.

Tabla 1: Clasificaciones de OGPs

Hill (2008)	Crawford y Cabanis-Brewin (2005)	PMI (2017)	Kerzner (2015)	Casey y Peck (2001)
Centro de excelencia	Estratégica	Directiva	Estratégica	Pool de recursos
Oficina de gestión de proyectos avanzada				
Oficina de gestión de proyectos estándar	Unidad de Negocios	Control	Especializada	Torre de Control
Oficina de gestión de proyectos básica				
Oficina de proyectos	Oficina Control de Proyectos	Apoyo	Tradicional	Estación meteorológica

## Cultura organizacional en el ámbito de proyectos

Somos partícipes y espectadores de una sociedad, cuya evolución nos ha llevado a un frenético ritmo de vida y nos encontramos inmersos en un mercado laboral cada vez más competitivo, esto nos exige estar a la par de esta tendencia tomando la cultura organizacional como herramienta fundamental en este proceso, la cultura organizacional la podemos definir como la identidad de una organización, sus costumbres, su ADN. Ahora bien, en

términos técnicos podemos encontrar definiciones como la de Schein (1992) en donde la cultura organizacional es el patrón de premisas básicas que un determinado grupo inventó, descubrió o desarrolló en el proceso de aprender a resolver sus problemas de adaptación externa y de integración interna y que funcionaron suficientemente bien a punto de ser consideradas válidas y, por ende, de ser enseñadas a nuevos miembros del grupo como la manera correcta de percibir, pensar y sentir en relación a estos problemas. Para poder dimensionar la importancia de la cultura organizacional en el ámbito de proyectos, es necesario entender el entorno en el que se encuentra la organización y sus componentes, los cuales abarcan la integración organizacional, el relacionamiento de los diferentes interesados, el aprendizaje y gobernabilidad cultural en el ámbito de proyectos (Ariza, 2017a).

## Efectividad en la gestión de proyectos

Uno de los conceptos a tener en cuenta en el ámbito de la gestión de proyectos es la efectividad. Este término va mucho más allá de la gestión adecuada para conseguir el desarrollo del proyecto con los recursos apropiados en el tiempo proyectado, implica también diversas técnicas de gestión que ayuden a los equipos a definir, gestionar y realizar el trabajo para alcanzar los mejores resultados posibles. La efectividad en la gestión de los proyectos implica la coordinación de una serie de actividades y asignación de recursos para adelantarlas, integrando el trabajo de un grupo de personas intervinientes en la concepción, estructura, desarrollo y ejecución del proyecto, aun cuando sus expectativas puedan ser diferentes, valorando su efectividad de modo distinto, de acuerdo con el rol o la relación que tienen con los proyectos. Es claro que para determinar la efectividad de la gestión realizada en los proyectos, se debe establecer un método de control que permita evaluar constantemente a medida que avanza la ejecución del proyecto, el proceso lógico del progreso de todas sus actividades, ubicándolos en tres categorías principales relacionados con la organización, la disciplina de gestión de proyectos y los resultados de los proyectos (Ariza, 2017a). De esta forma se pueden establecer factores que permitan identificar la articulación de las diversas actividades, y la dependencia de cada uno de los aspectos mencionados, para obtener una medición integral de la efectividad del proyecto. La efectividad de los

proyectos ha sido medida en términos de los resultados de los proyectos, con dos orientaciones diferentes; la primera relacionada con el cumplimiento de los objetivos de los proyectos en cuanto a alcance, tiempo, costo y calidad. Y la segunda, refiriéndose a la satisfacción de los *stakeholders* internos y externos en términos del cumplimiento de los requerimientos, la utilidad de los resultados percibida por los clientes y la satisfacción del equipo con su participación en el proyecto (Ariza, 2017a).

## Madurez de gestión de proyectos a nivel organizacional

Los modelos de madurez de gestión de proyectos son herramientas de gran valor con las que cuentan las organizaciones para identificar el estado actual en cuanto a la adopción de prácticas de gestión asociadas a los proyectos, procesos y su respectivo desempeño. Básicamente son marcos de referencia que describen el estado actual y el progreso ideal hacia la mejora o estado deseado pasando por etapas o niveles secuenciales (Man, 2007). Dentro de los diferentes modelos de madurez de gestión de proyectos, se pueden encontrar modelos como el OPM3 propuesto por PMI (2008), el PMMM de Kerzner (2002) o el modelo de madurez de Berkeley (Kwak e Ibbs, 2005). El Organizational Project Management Maturity Model OPM3 es un marco de referencia que provee una amplia visión organizacional de la gestión de portafolio, programas y proyectos para ayudar a la consecución de mejores prácticas en esos ámbitos. Este marco de referencia del OPM3 está hecho a partir de tres componentes interrelacionados: mejores prácticas, capacidades y resultados (PMI, 2008). El ciclo de implementación del OPM3 consiste en tres elementos entrelazados, conocimiento, evaluación y mejora.

En el caso del Project Management Maturity Model PMMM, es un modelo de medición de madurez el cual considera que la madurez se encuentra en el desarrollo de sistemas y procesos que por su naturaleza son repetitivos y a partir de esto garantizan una alta probabilidad de éxito lo que constituye las bases para alcanzar la excelencia en gestión de proyectos (Kerzner, 2002). El Modelo de Madurez en Gestión de Proyectos de Berkeley o Project Management Process Maturity Model es un modelo de madurez totalmente integrado, para medir, localizar, y comparar el actual estado de madurez en gestión de

proyectos. El objetivo de este modelo es motivar a las organizaciones y a las personas a alcanzar niveles más altos y sofisticados de madurez en gestión de proyectos. El rango de los niveles de madurez del modelo va desde el uno (bajo) hasta el cinco (alto) usando una escala de Likert (Kwak e Ibbs, 2000). En el nivel uno o etapa *ad-hoc* no hay procesos, prácticas o datos de la gestión de proyectos en la organización, en el nivel dos o etapa de planificación se definen de manera informal los problemas y procesos de la gestión de proyectos y se recopilan datos y analizan de manera informal, en el nivel tres o etapa gestionada, ya existe una gestión formal de los sistemas de planificación y control de los proyectos, los datos de la gestión de proyectos se gestionan de manera formal; en el nivel cuatro o etapa integrada la organización ya cuenta con un modelo de gestión de múltiples proyectos, se trabaja sobre la integración de procesos y datos y toda la data es analizada cuantitativamente, se miden y almacenan y por último, en el nivel 5 o etapa sostenida, todos los procesos de gestión de proyectos están en constante mejoramiento y se entienden completamente.

## Metodología de investigación y datos

Se realiza una investigación de tipo mixto, que utiliza herramientas cualitativas y cuantitativas, las cuales contemplaron dos objetivos principales, desarrollar un diagnóstico de la situación actual en la organización MYV y tener los elementos necesarios para desarrollar la propuesta de la oficina de proyectos OGP. A su vez la investigación plantea dos tipos de estudio, en primer lugar, un estudio descriptivo consistente en llegar a conocer las situaciones, costumbres y actitudes predominantes en la organización a través de la descripción exacta de las actividades, objetos, procesos y personas. En segundo lugar, un estudio correlacional que determina si dos variables están correlacionadas o no (Hernández, 2017).

El objetivo del estudio de caso fue el de investigar la pertinencia, relevancia e impacto de la implementación de una oficina de proyectos en la compañía MYV, organización dedicada, principalmente, a la consultoría en aspectos de infraestructura tanto pública como privada. La Tabla 2 resume el grupo de colaboradores de MYV.

MYV es una empresa joven con amplia experiencia. MYV es una organización que funciona por proyectos que

ejecuta en tres Unidades Estratégicas de Negocio UEN: infraestructura, jurídica y social, logrando implantarlas e integrarlas en la ejecución de sus proyectos de diseño, estructuración, interventoría y gerencia de obras de infraestructura para entidades de orden público y privado, permitiendo un mayor control en la ejecución, garantizando un resultado acorde a las necesidades de sus clientes.

Tabla 2: Grupo de colaboradores de MYV

<b>EJECUTIVO</b>	<b>5</b>	<b>21.74%</b>	} <b>95.65%</b> PARTICIPA EN PROYECTOS
<b>DIRECTORES</b>	<b>3</b>	<b>13.04%</b>	
<b>PROFESIONALES</b>	<b>11</b>	<b>47.83%</b>	
<b>TECNÓLOGOS</b>	<b>3</b>	<b>13.04%</b>	
<b>APOYO GENERAL</b>	<b>1</b>	<b>4.35%</b>	
<b>TOTALES</b>	<b>23</b>	<b>100.00%</b>	

El periodo de tiempo en el cual se desarrolla el estudio es el comprendido entre los meses de junio de 2018 y culminando en el mes de abril de 2019. Para la recolección de los datos las técnicas utilizadas fueron variadas, para la gestión de portafolios se utilizó la entrevista tipo semiestructurada definida por Ariza (2017a). La entrevista se compone de un total de 25 preguntas divididas en dos secciones, la primera un total de 18 preguntas relacionadas con las prácticas de gestión del portafolio de proyectos, y la segunda un total de 7 preguntas relacionadas con la cultura organizacional asociada a la gestión del portafolio de proyectos, a través de las cuales se identificó la forma como la organización maneja el conjunto de proyectos que responden a su estrategia.

La segunda técnica de investigación utilizada fue la encuesta, la cual fue practicada a 16 de los 22 colaboradores de la organización, segmentados en tres grupos diferentes de *stakeholders*. Grupo A conformado por 6 personas que participan en un proyecto donde MYV realiza acompañamiento en aspectos técnicos y realiza la gerencia de proyecto en la interventoría. Un grupo B conformado por 4 personas que participan de un contrato de interventoría a la ejecución de instituciones educativas, para el Fondo de Financiamiento para las Instituciones Educativas FFIE con recursos del Ministerio de Educación Nacional. Un último grupo de 6 personas hacen parte del staff de MYV y participan en algunos o todos los proyectos que se desarrollan en la organización.

Estos tres grupos de *stakeholders* representan la realidad de ejecución de proyectos en la organización: i) personas que laboran en proyectos no gestionados directamente, ii) personas que laboran en proyectos gestionados directamente, y iii) personas que laboran en el staff que apoya a todos o parte de los proyectos en ejecución, desde la concepción de la idea o decisión de participación en el proceso, etapa precontractual, etapa contractual o de ejecución, etapa de liquidación o post contractual y etapa de vigencia de las garantías.

Se utiliza una segunda encuesta para realizar la medición de la efectividad de la gestión de proyectos, utilizando la misma muestra del punto anterior (16 personas asociadas a la ejecución de los proyectos en MYV). De igual manera, se utilizó un constructo de efectividad de la gestión de los proyectos, que fue validado previamente desde el punto de vista estadístico. Se utilizó la misma encuesta presentada por Ariza (2017b), como medio de recolección de datos, la cual se compone de 11 indicadores que buscan medir la percepción de los colaboradores respecto a este tema. Otra técnica utilizada en esta investigación fue la auditoría de proyectos con el objetivo de determinar la correspondencia de la aplicación de los criterios de las prácticas de gestión de proyectos acordes a la guía PMBOK del PMI (2017), específicamente los cinco grupos de proceso (inicio, planeación, ejecución, monitoreo y seguimiento y cierre), se realizó una auditoría a 3 proyectos ejecutados por MYV, el primero no gestionado directamente en consorcio, otro gestionado directamente en consorcio y el tercero ejecutado directamente.

La última técnica para recolección de datos utilizada es el modelo de Kezner para medir la madurez de gestión de proyectos en MYV. Este modelo considera todos los aspectos de la compañía, desde las relaciones de trabajo entre empleados y los directivos, las distintas funciones de todos los participantes en los proyectos en especial el papel de los patrocinadores de proyectos, y los aspectos de cultura y activos de la organización (Kerzner, 2002), estableciendo cinco niveles de madurez para la gestión de proyectos que se identificarán progresivamente en la organización a partir de su aplicación en la organización.

## Resultados del caso de estudio

### Gestión del portafolio de proyectos

Teniendo en cuenta que la organización investigada no cuenta con manejo formal de portafolio, se realizó la entrevista a tres personas que cumplen labores como encargados del portafolio. Estas entrevistas fueron realizadas en octubre de 2018 y validadas, como confirmación, en enero de 2019. De la información obtenida se sintetizan los resultados que se presentan a continuación.

1. Aunque no se cuenta con una definición formal de portafolio de proyectos, a lo largo de las diferentes iniciativas se aplican prácticas asociadas tanto a la gestión de proyectos como a la gestión de portafolios.
2. Se encontró que el gerente de la unidad de infraestructura asume el rol de administrador del portafolio.
3. No se tienen mecanismos, políticas o espacios formales de comunicación del estado de los proyectos en curso a la empresa, nuevos proyectos o proyectos finalizados.
4. Se desarrolla la identificación inicial de riesgos legales, normativos, técnicos, etc., registrándolos, en pocas ocasiones se actualizan y/o monitorean a lo largo del proyecto.
5. No se maneja formalmente el concepto de patrocinador ni a nivel de portafolio ni a nivel de proyectos.
6. Aunque hay ausencia de prácticas formales de gestión de portafolio en la empresa, los proyectos están alineados con los objetivos estratégicos de la compañía y por lo general los esfuerzos realizados en las iniciativas aportan valor al cumplimiento de metas organizacionales.
7. La empresa tiene debilidades en el proceso de evaluación de proyectos y levantamiento de requerimientos, lo que eventualmente genera dificultades en la identificación y seguimiento de los beneficios tangibles e intangibles de los proyectos a la estrategia.
8. No se cuenta con procedimientos formales ni herramientas para la estimación y asignación de recursos a los proyectos, así como al seguimiento de su disponibilidad, su asignación se realiza de acuerdo a la percepción y criterio del gerente de proyectos.

9. La organización se centra en el cumplimiento y medición de las métricas contractuales de servicio y calidad con cada cliente; pero tiene debilidad en la medición de indicadores asociados al desempeño de los proyectos a nivel de costos, tiempo y riesgos.

10. Se desperdicia conocimiento colectivo al no registrar de forma continua las lecciones aprendidas y buenas prácticas identificadas en cada iniciativa.

### Cultura organizacional y efectividad de la gestión de los proyectos

Se hizo la valoración del grado de confiabilidad general del instrumento aplicando el coeficiente alfa de Cronbach (Hernández *et al.*, 2014). La valoración se realizó en cuatro instancias diferentes, encontrando en todas las aplicaciones que el resultado indica que la confiabilidad es muy alta, valores mayores a 0.7 se consideran aceptables en este tipo de investigaciones (Hair *et al.*, 2013). Igualmente se determinó que los datos obtenidos en la muestra se distribuyen normalmente.

La cultura organizacional está compuesta por ocho dimensiones: 1) Alineación Estratégica de Proyectos AEP, 2) Entendimiento en el Ámbito de Proyectos EAP, 3) Adopción de Prácticas de Gestión de Proyectos APGP, 4) Valoración del Conocimiento Asociado a los Proyectos VCAP, 5) Cohesión Entre Stakeholders CES, 6) Empoderamiento E, 7) Consideración con los Stakeholders CCS, 8) Adaptación para la Solución de Problemas ASP y puntaje final Cultura Organizacional CO. La Figura 1 presenta los promedios obtenidos para cada variable.

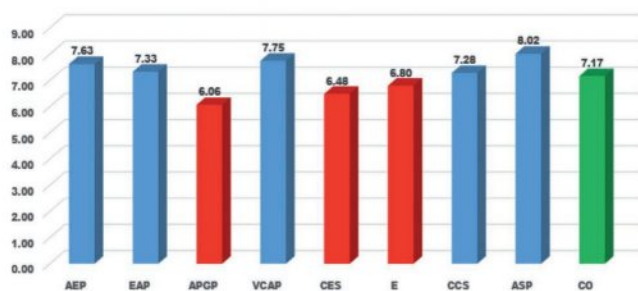


Figura 1: Valoración cultura organizacional en MYV

Realizando el análisis se puede determinar que se debe realizar un trabajo fuerte para mejorar las valoraciones recibidas en todas las dimensiones evaluadas, el promedio

general de Cultura Organizacional es de 7.17. En las dimensiones que más se debe trabajar, debido a que son las que tienen más baja valoración, APGP, CES, E, por debajo del promedio general de CO. Aunque las otras dimensiones tienen valoraciones promedio mayores, también deben ser trabajadas, implementando una mejora continua en ellos.

La efectividad de los proyectos está compuesta por tres dimensiones: 1) Cumplimiento de Expectativas CE, 2) Satisfacción del Equipo de Proyecto SEP, 3) Logro de los Compromisos LC y puntaje final Efectividad de Proyectos EP. En la Figura 2 se muestran los promedios obtenidos para cada variable.

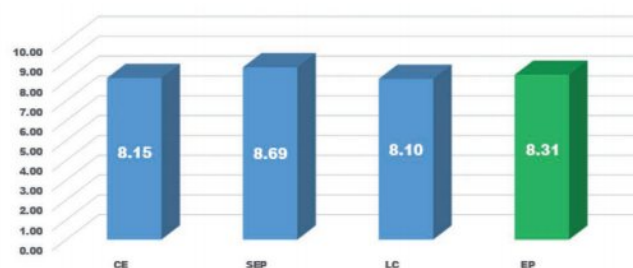


Figura 2: Valoración de la efectividad de proyectos en MYV

Se puede determinar que tanto las tres dimensiones como el promedio general obtenido para la efectividad de proyectos es superior a 8, superior al 80%, lo cual permite la implementación de mejoras en todos los aspectos. Es posible que se haya podido presentar un sesgo inherente al deseo de obtener aprobación social por parte de los encuestados que realizaron la valoración (Podsakoff *et al.*, 2003). Para evitar este posible sesgo, se indicó a las personas que la información que entregaban era confidencial y que solo se harían públicos los resultados estadísticos.

### Análisis de correlación cultura organiza-cional

La Figura 3 presenta el desarrollo de una matriz (8 x 8 - 28 emparejamientos posibles) de correlación para la valoración de cultura organizacional en el ámbito de los proyectos. Los valores obtenidos fueron relacionados y analizados de acuerdo a los rangos determinados por Lewis-Beck *et al.* (2003), los cuales son de alta correlación superior o igual a 0.60 (verde), moderada correlación entre 0.30 e inferior a 0.60 (amarillo) y baja correlación valores menores a 0.30 (rojo - no hay). En la Tabla 3 se presentan



las duplas (emparejamientos) con mayor correlación, de ellas se desarrolla un análisis explicativo sobre las más altas (las cuatro que tienen correlación superior a 0.90), que son las que mayor impacto tienen en la organización.

	Alineación Estratégica de Proyectos	Entendimiento del Ámbito de los Proyectos	Adopción de Prácticas de Gestión de Proyectos	Valoración del Conocimiento asociado a los proyectos	Cohesión entre los stakeholders	Empoderamiento	Consideración de los Stakeholders	Adaptación para la Solución de Problemas
Alineación Estratégica de Proyectos		0.94	0.78	0.88	0.90	0.85	0.72	0.56
Entendimiento del Ámbito de los Proyectos	0.94		0.90	0.85	0.97	0.95	0.83	0.56
Adopción de Prácticas de Gestión de Proyectos	0.78	0.90		0.63	0.92	0.86	0.88	0.41
Valoración del Conocimiento asociado a los proyectos	0.88	0.85	0.63		0.81	0.78	0.69	0.74
Cohesión entre los stakeholders	0.90	0.97	0.92	0.81		0.91	0.90	0.57
Empoderamiento	0.85	0.95	0.86	0.78	0.91		0.82	0.48
Consideración de los Stakeholders	0.72	0.83	0.88	0.69	0.90	0.82		0.53
Adaptación para la Solución de Problemas	0.56	0.56	0.41	0.74	0.57	0.48	0.53	

Figura 3: Matriz de correlación para la valoración de cultura organizacional

Tabla 3: Correlaciones para la valoración de cultura organizacional

VARIABLES CORRELACION ALTA		PUNTAJE
Cohesión entre los Stakeholders	Entendimiento del Ámbito de los Proyectos	0.97
Alineación Estratégica de Proyectos	Entendimiento del Ámbito de los Proyectos	0.94
Cohesión entre los stakeholders	Adopción de Práctica de Gestión de Proyectos	0.92
Empoderamiento	Cohesión entre los Stakeholders	0.91
Cosideración de los Stakeholders	Empoderamiento	0.82
Cohesión entre los Stakeholders	Valoración de Conocimiento asociado a los Proyectos	0.81
Adaptación para la Solución de Problemas	Valoración de Conocimiento asociado a los Proyectos	0.74

Existe cohesión entre los *stakeholders* y un entendimiento del ámbito de los proyectos porque se evidencia una cultura propia de la organización enfocada al espíritu colaborativo, de ahí que las áreas que intervienen y apoyan el proyecto funcionan como un equipo y no como células de trabajo. Existe alineación estratégica de proyectos y un entendimiento del ámbito de los proyectos porque los proyectos son referenciados como parte de la estrategia organizacional, se busca sinergia entre ellos en busca de optimización de recursos. Existe cohesión entre los *stakeholders* y adopción de prácticas de gestión de proyectos

porque el personal en MYV a través del tiempo adoptó prácticas de manera empírica que le permiten ser eficientes en su operación. La implementación de una metodología permitirá ser más eficiente en desarrollo, implementación, seguimiento, monitoreo y mejora continua de sus procesos. Existe empoderamiento y cohesión entre los stakeholders porque el personal MYV tiene una estructura jerárquica leve, pero que no tiene limitaciones de empoderamiento del equipo, ya que todas las personas tienen el conocimiento y experticia para desarrollar sus labores de manera dinámica y proactiva.

### Análisis de correlación efectividad de los proyectos

La Figura 4 presenta el desarrollo de una matriz (3 x 3 - 3 emparejamientos posibles) de correlación para la valoración de efectividad de los proyectos.

	Cumplimiento de expectativas	Satisfacción del equipo de proyecto	Logro de compromisos
Cumplimiento de expectativas		0.53	0.90
Satisfacción del equipo de proyecto	0.53		0.59
Logro de compromisos	0.90	0.59	

Figura 4: Matriz de correlación de efectividad de proyectos

Los valores obtenidos fueron relacionados y analizados de acuerdo a los rangos determinados por Lewis-Beck *et al.* (2003), los cuales son de alta correlación superior o igual a 0.60 (verde), moderada correlación entre 0.30 e inferior a 0.60 (amarillo); y baja correlación valores menores a 0.30 (rojo - no hay). La relación y nivel de dependencia entre las dimensiones de efectividad de los proyectos en MYV es alta y la variación de una dimensión impactará en las demás con impactos medios o altos. En la Tabla 4 se presentan las duplas (emparejamientos) con mayor correlación, de ellas se desarrolla un análisis explicativo para la más alta.

Existe cumplimiento de expectativas y logro de compromisos porque los equipos de los proyectos enfocan sus esfuerzos hacia la consecución de las metas, y a su vez, se preocupan por satisfacer los resultados esperados de los diversos *stakeholders* del proyecto y de la organización.

Tabla 4: Correlaciones para la efectividad de proyectos

VARIABLES		PUNTAJE
Cumplimiento de expectativas	Logro de compromisos	0.90
Satisfacción del equipo de proyecto	Logro de compromisos	0.59
Cumplimiento de expectativas	Satisfacción del equipo de proyecto	0.53

La organización refuerza el hecho de que las personas expresen sus opiniones abiertamente para llegar a acuerdos en los proyectos. En los proyectos se busca solucionar los problemas rápidamente para poder avanzar. Cuando hay conflictos en los proyectos, se trata de asumir la posición colectiva que más convenga para los intereses del proyecto. Las áreas de la organización negocian entre sí para lograr los objetivos de los proyectos. La organización promueve el análisis y entendimiento de la posición de los *stakeholders* frente a los proyectos y de su grado de interés o desinterés en ellos. En los proyectos siempre se consulta a las personas que pueden ser afectadas por el proyecto y su opinión es tomada en cuenta en las decisiones que se toman. En los proyectos se busca comprender las necesidades de los *stakeholders* y se definen los requerimientos acordes a estas necesidades. En los equipos de proyecto se considera a los *stakeholders* externos (proveedores, contratistas, clientes) como aliados con quienes se comunican activamente.

### Relación cultura organizacional en el ámbito de los proyectos y efectividad de los proyectos

La Tabla 5 muestra la correlación para la valoración de cultura organizacional en el ámbito de los proyectos y efectividad de los proyectos.

Tabla 5: Correlación de la cultura organizacional en el ámbito de los proyectos y efectividad de los proyectos para la efectividad de proyectos

VARIABLES		PUNTAJE
Cultura organizacional	Efectividad de los proyectos	0.90

Esta alta correlación encontrada refiere que para MYV la efectividad de los proyectos es parte de su cultura organizacional, lo que claramente evidencia que la organización sobre la cual se desarrolla la presente investigación tiene fuertes rasgos e interés en el

cumplimiento de sus compromisos contractuales, que ha elevado a cultura empresarial.

### Regresión lineal

Con los resultados obtenidos en las encuestas aplicadas y la correlación expuesta del 0.90 entre cultura organizacional en el ámbito de los proyectos y efectividad de los proyectos, se procedió a realizar la regresión lineal entre las dos variables, de esta manera se generó un modelo matemático que permite proyectar y entender la forma en la que se podría impactar la efectividad de los proyectos cuando se presente, planee o ejecute una modificación en la cultura organizacional en el ámbito de los proyectos en MYV. Posterior a esto se realiza el análisis de regresión, obteniendo un coeficiente de determinación  $R^2 = 0.81$ . Este valor indica el nivel en que se explica un cambio en la variable dependiente-*x* (efectividad) por un cambio en las variables independientes, en este caso, las categorías culturales. Un coeficiente alto implica que la variación en la variable de efectividad se explica en un 80% por las categorías culturales. El valor crítico de  $F$  o  $p = 0$ , es una medida de significación estadística, al ser cero se rechaza la hipótesis nula de correlación. La mayoría de los residuos tienden a cero, razón por la cual se infiere que están completamente alienados con el modelo.

### Prácticas de gestión de los proyectos

Con el objetivo de determinar la correspondencia de la aplicación de los criterios de las prácticas de gestión de proyectos acordes a la guía PMBOK del PMI (2017), se realizó una auditoría a 3 proyectos ejecutados por MYV, uno no gestionado directamente en consorcio, otro gestionado directamente en consorcio y el tercero ejecutado directamente; para ello se utilizó la lista de chequeo de gestión del alcance, tiempo, costo, calidad, riesgos, adquisiciones y contrataciones, *stakeholders*, recursos humanos, comunicaciones y cambio en los proyectos (Ariza, 2017b).

En relación a la gestión del alcance, se aplican los procesos de gestión necesarios, aunque se encuentran oportunidades de mejora respecto a involucrar a los *stakeholders* al momento de definir los requerimientos del proyecto. Las prácticas de gestión del cronograma se aplican formalmente en los proyectos auditados. En los dos proyectos realizados mediante consorcio, se identificaron posibilidades de

mejora relacionadas con el monitoreo de las desviaciones del cronograma y la determinación de las acciones a tomar cuando se presentan. Se determinó gran relevancia en la gestión del presupuesto, identificándose como factor de alta importancia en la gestión de los proyectos ejecutados por la organización. En los proyectos realizados mediante consorcio, se identificaron posibilidades de mejora en la verificación de las métricas de calidad y su correspondencia con las metas esperadas; así como en la obtención de la aceptación formal de los resultados y entregables de los proyectos. Se encontró que la gestión de los riesgos se aplica de manera aceptable. En los proyectos realizados mediante consorcio, se identificaron falencias en la definición de las respuestas a los riesgos según su criticidad, en el control de los riesgos identificados y la identificación de nuevos riesgos durante el desarrollo de los proyectos. En todos los proyectos auditados se encontró que se aplican prácticas adecuadas tanto en la definición de criterios, modos de contratación y selección de proveedores calificados. De igual manera, se tienen procedimientos y acciones de seguimiento al cumplimiento de los compromisos de los accionistas a través de la figura de interventoría.

Dentro de los ítems auditados, la gestión de *stakeholders* fue uno de los criterios con menor valoración sobre todo en los proyectos que son ejecutados en consorcio donde la ejecución es realizada por terceros. Existen debilidades de cara a la identificación de los involucrados en las iniciativas, así como en la medición y análisis de las percepciones de estos durante el desarrollo de los proyectos. En los proyectos auditados se evidenció la aplicación idónea de prácticas de gestión de los recursos humanos; ya que debido al tipo de iniciativas que maneja MYV, es indispensable contar con una definición clara de roles y responsabilidades. De igual manera, se realiza seguimiento al desempeño de los equipos y buscan condiciones adecuadas para tener un ambiente que fomente el desarrollo del trabajo de los equipos. En los proyectos auditados, especialmente en los ejecutados en consorcio y particularmente aquellos no gestionados directamente; se evidenciaron falencias en el proceso de gestión de las comunicaciones de los interesados ya que desde el inicio del proyecto en ocasiones no se definen requerimientos ni canales formales de comunicación ni se cuenta con estrategias robustas de comunicación de los avances del proyecto. Adicional a lo anterior, el registro

y socialización de lecciones aprendidas presenta falencias ya que en muchas ocasiones no se realiza de manera adecuada y continua esta actividad. Para las iniciativas que son ejecutadas directamente por la organización se evidencia que se aplican de forma adecuada prácticas y estrategias para la gestión del cambio en sus proyectos, pero para el caso de los proyectos manejados en consorcio se evidenciaron falencias en este aspecto ya que no siempre se verifican y se hace seguimiento de los resultados de los cambios aprobados en los proyectos.

En resumen, se evidencian grandes posibilidades de mejora en todas las áreas de gestión de la organización. En proyectos ejecutados mediante figuras asociativas, consorcios principalmente y en especial cuando no son gestionados por la organización investigada, se encuentra mayor debilidad en algunos aspectos, razón por la cual se recomienda que, salvo que el(los) asociado(s) tenga(n) madurez empresarial sólida comprobada, se implementen procesos y procedimientos propios, lo que podría conllevar a tener mejoras sustanciales en algunas áreas.

## Medición de la madurez en la gestión de proyectos

Para determinar la madurez en gestión de proyectos se utilizó como herramienta de análisis el instrumento propuesto Kerzner (2002), el cual sirve como soporte técnico para establecer un juicio de expertos a partir de los resultados obtenidos en cada grado o nivel de madurez en la gestión de proyectos que presenta la organización. El juicio de expertos fue realizado por cuatro de los cinco autores del presente documento, el quinto no participó en esta evaluación, toda vez que es el gerente de la unidad de infraestructura de la organización y podría generarse alguna visión sesgada de la situación. Para eliminar este posible sesgo, se retira, para este tema específico, la persona involucrada. Aplicados los instrumentos anteriores se obtuvo como resultado la información que se presenta a continuación para cada uno de los niveles de madurez.

### Nivel 1 lenguaje común (conocimiento básico)

Para este nivel el instrumento divide en 8 categorías el total de las preguntas, dando a cada una la posibilidad de obtener 100 puntos. De su aplicación se obtiene una puntuación por categoría, la cual se muestra en la Tabla 6.

Tabla 6: Puntuación por categoría

Gestión del alcance/ integración:	100
Gestión del tiempo:	80
Gestión del costo:	70
Gestión de recursos humanos:	40
Gestión de compras:	90
Gestión de la calidad:	30
Gestión de riesgos:	90
Gestión de las comunicaciones	90
Total	590

Según el instrumento de medición en aquella categoría que obtenga menos de 60 puntos, en ella existe una deficiencia y se debe trabajar en fortalecer los principios básicos necesarios en gestión de proyectos. Por otra parte, cuando el total de la puntuación no supera los 600 puntos el instrumento establece que podría existir núcleos de gestión de proyectos, cada núcleo puede tener un nivel de conocimiento diferente de la gestión de proyectos, y esta relación depende de qué núcleos son impulsados por los proyectos y cuáles no. Para el caso de la organización estudiada, por tratarse de proyectos ejecutados en su mayoría por alianzas estratégicas o por intermediación de terceros, es razonable que no posean el 100% de control sobre la gestión de recursos humanos y control de la gestión de la calidad en los proyectos, teniendo de presente que el alcance de autonomía y decisión sobre estos procesos está limitado al rol que desempeñe en la ejecución del proyecto.

## Nivel 2 procesos comunes

Este nivel 2 es la etapa en la que una organización hace un esfuerzo concertado para utilizar la gestión de proyectos y para desarrollar procesos y metodologías para apoyar su uso efectivo. En este nivel la organización se da cuenta de que las metodologías comunes y los procesos son necesarios para que el éxito de la gestión de un proyecto pueda repetirse en otros proyectos.

Para el nivel 2 el instrumento de análisis establece 20 preguntas segmentadas en 5 categorías, que denomina fases de ciclo de vida, estas muestran el avance o retroceso en cada una de ellas llevándolas con una puntuación de -12

hasta +12. A partir de 6 puntos en adelante se consideran puntos altos para una fase del ciclo de vida, e indican que estos valores evolutivos de fases de madurez precoz han sido alcanzados o por lo menos la organización se encuentra en evolución en esta fase. Cuando los números son muy bajos se establece que aún no se han alcanzado las fases. La Tabla 7 resume los resultados.

Tabla 7: Puntuación por categoría

Fases del ciclo de vida	Puntos obtenidos
Madurez	2
Crecimiento	9
Gerencia de línea	0
Ejecutivos	3
Embrionario	7

Este resultado indica que la organización está evolucionando considerablemente en las fases de crecimiento y embrionario, y las han alcanzado, sin embargo, para las fases de madurez y ejecutivos, no se alcanzan y su proceso evolutivo es lento, por último, la fase de gerencia de línea no ha comenzado su etapa evolutiva todavía. En conclusión, para el caso de estudio los procesos comunes aún están en etapa de graduación y es evidente el hecho de que ciertas expectativas de comportamiento progresivo del personal de la organización se requieren para la ejecución repetitiva de la metodología de gestión de proyectos efectiva.

## Nivel 3 metodología singular o metodología propia

Este es el nivel en el que la organización reconoce que la sinergia y los procesos de control pueden lograrse mejor a través del desarrollo de una metodología singular en lugar de utilizar múltiples metodologías. En este nivel, la organización está totalmente comprometida con el concepto de gestión de proyectos, para ello el instrumento de análisis está compuesto de 42 preguntas de opción múltiple, segmentados en 6 áreas o componentes de la excelencia, que le permitirán a la organización confrontarse frente a otras organizaciones que han alcanzado este nivel de madurez, por medio de la puntuación obtenida, la cual es contrastada con la interpretación de los resultados que proporciona el instrumento (Tabla 8).

Tabla 8: Puntuación por categoría

Procesos Integrados	24
Cultura	27
Apoyo a la gestión	27
Formación y educación	13
Gestión informal de proyectos	26
Excelencia conductual	27
Total	139

El resultado corresponde con el rango entre 80-146, lo que significa que es probable que la compañía sólo esté hablando sobre la gestión de proyectos. El apoyo es mínimo. La compañía cree que es lo correcto para hacer, pero no ha descubierto los verdaderos beneficios o lo que ellos, los ejecutivos, deberían estar haciendo. La empresa sigue siendo una organización funcional.

Según estas mediciones la organización investigada se encuentra en el rango en el cual la organización hace muy poco por ejecutar los proyectos con un enfoque estructurado en gestión de proyectos, su enfoque es mucho más funcional que proyectizada.

### Nivel 4 benchmarking

En este nivel el *benchmarking* de la gestión de proyectos determina un proceso que busca comparar continuamente las prácticas de gestión de proyectos de la organización con las prácticas de los líderes en cualquier parte del mundo; su objetivo es obtener información que le ayude a mejorar su propia actuación. El instrumento establece 25 preguntas midiendo dos perspectivas, la primera si ¿la organización está realizando benchmarking? y, en caso afirmativo, ¿se está haciendo hincapié en la evaluación comparativa cuantitativa o cualitativa?. La Tabla 9 muestra los resultados de la aplicación del instrumento.

Tabla 8: Puntuación por benchmarking

Benchmarking cuantitativo	12
Benchmarking cualitativo	8
Resultados combinados	20

Se determina en el *benchmarking* cuantitativo que se está iniciando su etapa de evaluación comparativa y no cuenta con un equipo para este proceso. Para el caso

de *benchmarking* cualitativo la organización está a un nivel aceptable del proceso de desarrollo de cultura metodológica. Aunque no existe un equilibrio total entre los dos niveles de *benchmarking*, la diferencia no es relevante, lo que supone un buen indicador en la línea de evaluación comparativa.

### Nivel 5 mejora continua

Este nivel busca que la organización evalúe la información aprendida durante el *benchmarking* e implementa los cambios necesarios para mejorar la gestión del proyecto. Es en este nivel que la empresa se da cuenta de que la excelencia en la gestión de proyectos es un viaje interminable. El instrumento de análisis establece 16 preguntas basadas en los cambios de mejora continua sólo en los últimos 12 meses, estableciendo rangos de medición de la puntuación obtenida. Para el caso estudio se obtuvo 22 puntos, lo que los ubica como una organización con iniciativa de búsqueda de formas de mejora continua, aunque no de manera proactiva y con algunos focos de resistencia al cambio.

### Evaluación general

Con los resultados de la valoración del instrumento de medición de madurez de la gerencia de proyectos de cada nivel de Kerzner (2002), se determina que la organización se encuentra en un nivel de madurez de conocimiento básico, si bien es cierto que presenta avances en los niveles de metodología propia y mejora continua, estos no son muy significativos y en contraste con los bajos avances de la organización en los niveles de lenguaje común, procesos comunes y *benchmarking*, se presenta una etapa temprana de desarrollo de estrategias para implementar la gestión de proyectos en la organización. Las prácticas actuales de la organización en gestión de proyectos, los procesos y su desempeño determinan que su nivel de evolución está en pleno auge y puede darse progresivamente y de manera efectiva si se integran todos los integrantes de la organización y se siguen los parámetros que establece la gestión de proyectos. Como resultado final de la investigación se propone el diseño y plan de implementación de la Oficina de Gestión de Proyectos OGP, así como la transformación que debe tener la estructura de la organización, así como el periodo de tiempo de implementación y madurez.

## Conclusiones

De los hallazgos principales encontrados en esta investigación se resalta el resultado de la aplicación de la herramienta de madurez propuesta por Kerzner (2002), concluyendo que la empresa MYV a pesar de ser una empresa proyectizada, se encuentra en el nivel inferior del modelo de madurez denominado como conocimiento básico en donde se apropian y reconoce la importancia de tener una buena comprensión sobre los conocimientos, lenguaje y terminología asociada al ámbito de gestión de proyectos. Si bien dentro del análisis del nivel de madurez realizado a MYV se identifican avances en aspectos como metodología propia y mejora continua; se evidencian importantes brechas y oportunidades de mejora en los niveles de lenguaje común, procesos comunes y *benchmarking*.

Respecto a los factores que favorecen o dificultan la gestión de proyectos en la empresa, se identificó que a pesar que MYV centra su modelo de trabajo en la gestión de proyectos, la alta gerencia de la compañía concuerda en que no se tiene una definición formal del portafolio de proyectos, así como de un responsable formal y claramente definido que asuma el rol de administrador de los proyectos en curso y en etapa de formulación, este rol en muchas ocasiones es asumido por el gerente de la unidad de infraestructura. Dentro de las dimensiones de cultura organizacional, se encontró que MYV presenta los mayores puntajes en adaptación para la solución de problemas (8.02), valoración del conocimiento asociado a proyectos (7.75) y alineación estratégica de proyectos (7.63). Estas tres dimensiones deben ser consideradas por la organización como los principales habilitadores para promover las condiciones necesarias para incrementar el nivel de madurez de la organización de cara a la gestión de proyectos. Por otro lado, tres aspectos claves que debe fortalecer la organización son la adopción de prácticas de gestión de proyectos (6.06), cohesión entre los *stakeholders* (6.48) y el empoderamiento de los equipos de la organización asignados a las diferentes iniciativas (6.80). En cuanto a la medición de la efectividad de los proyectos en la organización y el respectivo análisis de las tres dimensiones propuestas por Ariza (2017b), se obtuvo una valoración superior a 8 en todas estas, concluyendo que, a pesar de no tener un modelo de madurez alto en

gestión de proyectos, la filosofía y pilares de MYV están orientados por un lado al cumplimiento de expectativas y compromisos de las diferentes iniciativas, y por otro, a la satisfacción del equipo de proyecto. Sin embargo, se pudo haber presentado un sesgo inherente al deseo de obtener aprobación social por parte de los encuestados que realizaron la valoración. Se trató de evitar este sesgo, indicándole a las personas que la información que entregaban era confidencial y que solo se harían públicos los resultados estadísticos. Adicional a esto se identificó que, a pesar de tener ausencia de prácticas formales de gestión de portafolio en la empresa, los proyectos están alineados con los objetivos estratégicos de la compañía y por lo general los resultados de los diferentes proyectos aportan valor al cumplimiento de metas y objetivos de la empresa. Lo mencionado anteriormente, da respuesta al segundo objetivo específico de la investigación el cual tenía por fin la identificación de problemas, obstáculos y factores de éxito para la implementación de la OGP en la empresa.

Como parte de la respuesta al tercer objetivo específico, que buscaba identificar factores externos relacionados con la gestión de proyectos presentes en la industria en donde se desempeña la empresa, se identificó que uno de los factores que dificultan la gestión de proyectos en el sector de la construcción y consultoría, es que de manera reiterada, el rol de encargado de proyectos de manera parcial o informal recae principalmente sobre los equipos a cargo de la ejecución de las obras dando prioridad a la ejecución e implementación de la iniciativa; sin hacer énfasis profundo en la aplicación exhaustiva de buenas prácticas de gestión de proyectos. Respecto al nivel de madurez de MYV y sus necesidades y expectativas a corto, mediano y largo plazo, se propone la implementación de una OGP de carácter estratégico, la cual trabajará en torno a la conexión y fortalecimiento del vínculo entre la estrategia de la organización y la correcta gestión del portafolio de la misma. Dentro de las características de la OGP propuesta, lo que corresponde al cuarto de los objetivos específicos del presente trabajo, se plantea que esté ubicada en el organigrama de la compañía entre la gerencia general de la cual dependerá y reportará directamente; y de las tres unidades de negocio con el fin de dar soporte, mejorar el control y el desempeño de los

diferentes proyectos buscando el cumplimiento y aporte a los compromisos y objetivos estratégicos de la empresa a través del fortalecimiento de la cultura y prácticas de gestión de proyectos, programas y portafolios.

Respondiendo a la cuarta y última pregunta de investigación, relacionada con la manera en la que se puede implementar la centralización de proyectos; se espera que un plazo de máximo dos años, se logre estandarizar y potenciar los procesos de planeación, ejecución y control de sus proyectos e iniciativas; adicional y pensando en aumentar su nivel de madurez en gestión de proyectos, tendrá como objetivo llevar a MYV del nivel 1 - lenguaje común a estar trabajando y fortalecer habilidades en el nivel 3 – metodología propia. Se propone que el tiempo de implementación de la OGP tenga una duración inicial de 12 meses y que se desarrolle en 4 etapas o fases buscando una óptima transición entre el diseño y aprobación, la implementación y puesta en producción de la misma; con esto se da alcance al último de los objetivos específicos planteados el cual corresponde a la elaboración y presentación del plan de implementación de la OGP.

Como recomendaciones, es de gran importancia vincular durante el proceso de recolección de información a varios niveles de la organización, esto permitirá poder contrastar diferentes puntos de vista y posiciones de temas y problemas en común. Adicional a lo anterior, para lograr una aplicación profunda y efectiva de las soluciones propuestas para la organización en donde se desarrolle el trabajo de aplicación empresarial, es necesario conocer y entender las diferentes posiciones y expectativas de la alta gerencia de la empresa; ya que es indispensable que todas las soluciones y planes a desarrollar, estén alineados con las necesidades y objetivos estratégicos. De igual manera, el contar con la aprobación y participación activa de la alta gerencia facilitará la asignación de recursos, resolución de problemas y disponibilización de información requerida. A nivel de sistemas, el utilizar herramientas de análisis estadístico durante la etapa de revisión de resultados, facilitará el correcto entendimiento e interpretación de la data e información recolectada a través de los diferentes instrumentos aplicados durante el desarrollo del trabajo de aplicación.

## Agradecimientos

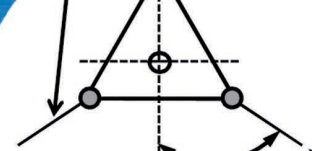
Se agradece la colaboración de la organización estudiada MYV, así como la gran participación de la Dra. Dora Ariza en el desarrollo de esta investigación.

## Referencias

- Ariza, D.A. (2017a). Efectividad de la gestión de los proyectos: una perspectiva constructivista. *Obras y Proyectos* 22, 75-85
- Ariza, D.A. (2017b). *Construcción de un modelo de cultura organizacional en el ámbito de los proyectos y su aplicación al sector de tecnología de la información en Colombia*. Tesis doctoral, Universidad EAN, Bogotá, Colombia
- Casey, W. and Peck, W. (2001). Choosing the right PMO setup. *PM Network* 15(2), 40-47
- Crawford, J.K. and Cabanis-Brewin, J. (2005). *Optimizing human capital with a strategic project office: select, train, measure, and reward people for organization success*. Auerbach Publications – CRC Press
- Hair, J.F., Black, W.C., Babin, B.J. and Anderson, R.E. (2013). *Multivariate data analysis*. Pearson
- Hernández, R.F. (2017). *Metodología de la investigación*. McGraw-Hill, Colombia
- Hernández, R., Fernández, C. y Baptista, P. (2014). *Metodología de la investigación*. Sexta edición, McGraw-Hill, México
- Hill, G.M. (2008). *The complete project management office handbook*. Auerbach Publications - Taylor & Francis Group
- Hobbs, B. and Aubry, M. (2010). *The Project Management Office (PMO): A quest for understanding*. PMI Publications, Pennsylvania, USA
- Kerzner, H. (2015). *Project management 2.0*. Wiley & Sons, New Jersey, USA
- Kerzner, H. (2002). *Strategic planning for project management using a project management maturity model*. John Wiley & Sons, New York, USA
- Kwak, Y.H. and Ibbs, W.C. (2000). The Berkeley project management process maturity model: measuring the value of project management. Proceedings of the 2000 IEEE Engineering Management Society EMS-2000 (Cat. No. 00CH37139), 1-5

- Lewis-Beck, M., Bryman, A.E. and Liao, T.F. (2003). *The Sage encyclopedia of social science research methods*. Sage Publications, USA
- Man, T.J. (2007). *A framework for the comparison of maturity models for project-based management*. Master thesis, Utrecht University, The Netherlands
- PMI (2017). *A guide to the project management body of knowledge*. Sixth edition. Project Management Institute, Pennsylvania, USA
- PMI (2008). *Organizational project management maturity model - OPM3®*. Project Management Institute, Pennsylvania, USA
- Podsakoff, P.M., MacKenzie, S.B., Lee, J.Y. and Podsakoff, N.P. (2003). Common method biases in behavioral research: A critical review of the literature and recommended remedies. *Journal of Applied Psychology* **88**(5), 879-903
- Schein, E. (1992). *Cultura organizacional y liderazgo*. Jossey & Bass. San Francisco, USA





# Análisis topológico de los cables en un modelo de torre atirantada

Topological analysis of cables in a model of guyed tower

Fecha de entrega: 17 de junio 2019

Fecha de aceptación: 23 de agosto 2019

Vivian B. Elena, Patricia Martín y Katia Luis

Facultad de Ingeniería, Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echevarría CUJAE, Calle 114, No. 11901, Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana, Cuba, vivian@civil.cujae.edu.cu, patriciamr@civil.cujae.edu.cu, katial@civil.cujae.edu.cu

*Las torres atirantadas son estructuras ampliamente empleadas en el área de las telecomunicaciones para soportar antenas a grandes alturas. Estas estructuras son sensibles a las cargas de viento y presentan un índice de fallo elevado frente al paso de fuertes vientos. En el comportamiento estructural de estas torres intervienen diversos factores como la topología de los cables (cantidad de cables en la torre, cantidad de cables por anclaje, ángulo de los cables con relación al fuste), la tensión de los cables en el momento de actuar la carga de viento y también la presencia de sistema reductores de la torsión, llamados antitorsores. En este trabajo se investiga mediante modelos de elementos finitos en SAP2000, el efecto que ejercen la topología de los cables y la presencia de los sistemas de reducción de torsión (antitorsores) a diferentes alturas en el comportamiento estructural de un modelo típico de torre atirantada, teniendo en cuenta las características dinámicas de la carga de viento, así como la no-linealidad geométrica de la estructura.*

*Palabras clave: torre atirantada, antitorsor, cables, no-linealidad, viento*

*Guyed towers are structures commonly used in the area of telecommunications for support antennas at high altitudes. The failure rate of this structural type with respect to others of similar complexity is high. Many factors are involved in the structural behaviour under the action of extreme winds. Cable topology (number of cables in the shaft, angle of cables respect to the shaft, number or anchors), tension of cables and torsion reduction systems are very significant in the response of these structures to wind forces. This study aims to investigate the effect of the topology of the cables and the torsion reduction system on the structural behaviour of a typical tower model using the finite element method with the SAP2000 software, taking into account the dynamic characteristics of the wind load and the non-linearity of the structure.*

*Keywords: guyed tower, star mounts, cables, non-linearity, wind*

## Introducción

Las torres de celosía son estructuras comúnmente empleadas en la industria de las telecomunicaciones, las cuales tienen como objetivo soportar antenas a grandes alturas. Estas estructuras surgen en la segunda década del siglo XX con el nacimiento de las transmisiones de radio y con la invención de la televisión, su uso es extendido como soporte de antenas a partir de la década del 50 del mismo siglo. El número de colapsos de las torres de telecomunicaciones con respecto a otras estructuras de similar complejidad es elevado (Magued *et al.*, 1989; Roitshtein, 1999; Smith, 2007; Travanca *et al.*, 2013). Entre las principales causas de fallo de estas estructuras está la acción del viento y la rotura de los cables, lo cual ha motivado numerosas investigaciones en torno a su comportamiento estructural frente a la acción del viento

(Davenport, 1995; Peil *et al.*, 1996; Harikrishna *et al.*, 2003; LeBlanc Bakmar, 2004; Zhu, 2007; Páez y Sensale, 2017; Fernández *et al.*, 2018; Alshurafa *et al.*, 2019; Cobles *et al.*, 2009). La Figura 1 muestra ejemplos de caídas de torres de telecomunicaciones.

Los cables son elementos fundamentales de una torre atirantada que provocan un comportamiento no lineal geométrico complejo, por lo que una parte importante de los estudios realizados a nivel internacional se han enfocado en el comportamiento de los cables y su interacción con la estructura, especialmente frente a la acción de las cargas dinámicas como el viento (Peil, 1993; Kewaisy, 2001; Lazzari *et al.*, 2001; Andreu *et al.*, 2006; Sparling y Wegner, 2007; Clobes y Peil, 2011; Elena Parnás *et al.*, 2013; Shi y Salim, 2015; Pezo *et al.*, 2016; Ballaben *et al.*, 2017a,b; Hamada *et al.*, 2017).

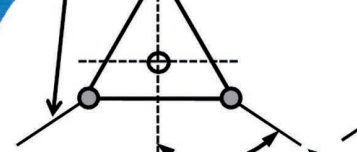


Figura 1: Fallo de torres de telecomunicaciones, Pinar del Río, Cuba: a) colapso total, b) presencia de antenas y c) fractura del fuste

La configuración o topología de cables de cada torre es variable, dado por una diferente cantidad de cables, diámetro, posición y ángulo de inclinación de los cables. Otro aspecto que ha sido estudiado por su repercusión en el diseño de las torres es la presencia de las antenas, pues generalmente estas se comportan como pantallas frente al viento que generan fuerzas y torsiones adicionales sobre la estructura. El desplazamiento y giro excesivo de la estructura puede provocar la pérdida de señal de la transmisión. Para contrarrestar este efecto, es común utilizar sistemas de reducción de torsión (denominados antitorsores o *star-mounts* en inglés) los cuales, colocados a diferentes alturas de la estructura, limitan el giro de la sección tal como se muestra en la Figura 2 (Kahla, 1995; Elena Parnás *et al.*, 2013).



Figura 2: Imagen de antitorsor

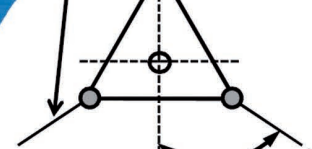
Este trabajo se propone investigar el efecto que ejercen la topología de los cables variando tres factores: el número de cables, el diámetro de los cables y la cantidad de cables por anclaje. Además, se estudia la cantidad y posición de antitorsores en una torre atirantada sometida a carga de viento extrema aplicando el método de análisis no lineal quasi-estático de tramo de cargas.

## Materiales y métodos

El modelo de torre escogido está compuesto por un fuste formado por elementos columnas, diagonales y tranques y por un sistema de cables en tres direcciones radiales, los cuales proporcionan rigidez lateral a la torre. Los cables están anclados a tierra y se sujetan a la estructura a diferentes niveles (Figura 3). La sección transversal del fuste es triangular equilátera de ancho 1.2 m. Las columnas de cada vértice están formadas por perfiles angulares de alas iguales de longitud 100 mm y 10 mm de espesor. Los elementos de arriestre horizontal, denominados en este trabajo tranques, se conforman de perfiles angulares de alas iguales de longitud 63 mm y 6 mm de espesor, estos elementos se encuentran espaciados cada un metro a lo largo de todo el fuste. Las diagonales cruzadas son de 1.56 m de largo constituidas por perfiles angulares de alas iguales de longitud 50 mm y de espesor 5 mm, estos elementos están unidos entre sí por un perno en su centro. La altura total de la torre es de 120 m. El fuste en la parte superior presenta un mástil de 6 m de altura de sección tubular de 20 cm de diámetro con un espesor de 0.7 cm, en el cual están colocados paneles de antenas.

La torre presenta 7 niveles de cables. Los valores de su carga de rotura fueron tomados según el catálogo de los fabricantes. La configuración en planta de la torre con la ubicación de los anclajes según las direcciones radiales se muestra en la Figura 4.

Para la modelación computacional fue empleado el programa de elementos finitos SAP2000 (2016). La torre se modeló como estructura reticulada en tres dimensiones con columnas continuas y diagonales y tranques articulados. Los cables se modelaron con formulación catenaria, y se les impuso una tensión inicial del 10% de la carga de rotura dada por el fabricante. Para tranques, diagonales y columnas, el acero de los perfiles se consideró con peso específico de 77 kN/m<sup>3</sup>, módulo de elasticidad igual a



200 GPa, coeficiente de Poisson de 0.3 y módulo cortante de 77 GPa. La tensión de fluencia considerada fue de 248 MPa y la tensión de rotura es 400 MPa. Para los cables se consideró una tensión mínima de fluencia de 1600 MPa y un módulo de elasticidad de  $2 \times 10^5$  MPa. Tanto para los elementos de la torre como para los cables se plantea la hipótesis del material trabajando en un rango elástico y lineal.

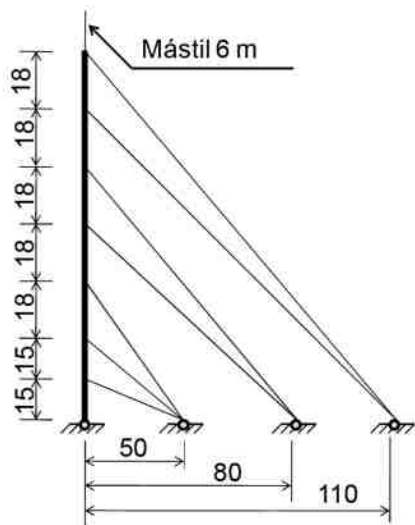


Figura 3: Elevación de la torre, unidades expresadas en metros

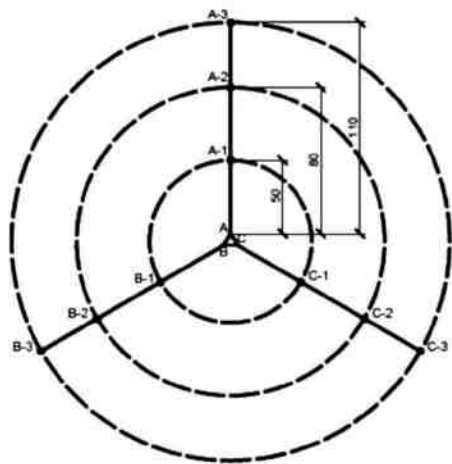


Figura 4: Configuración en planta de la torre, unidades expresadas en metros

Las acciones sobre la estructura se consideraron de acuerdo a la norma NC450 (2006) actuando como cargas el peso propio, la tensión de los cables y las cargas de viento, las cuales se combinaron como  $1.2D + 1.4W$  y  $0.9D + 1.4W$ , siendo  $D$  carga permanente y  $W$  la carga de viento (presión básica  $1.3 \text{ kN/m}^2$ ). Se consideraron dos estados de análisis, uno inicial en donde a partir de la tensión inicial impuesta y

el peso propio de todos los elementos, el programa genera la geometría deformada y obtiene la matriz de rigidez inicial y un segundo estado, que parte de esa geometría deformada e incorpora las cargas de viento.

Para la determinación de la carga de viento se utilizó el Método del Patch Load (Martín Rodríguez y Elena Parnás, 2011; Elena Parnás *et al.*, 2013), el cual utiliza una serie de tramos de carga estáticos que son aplicados al fuste y usados para estimar la componente fluctuante. Los resultados de estas cargas por tramos, aplicadas individualmente sobre el fuste, se combinan y se suman a la componente media para obtener la respuesta dinámica de la estructura. Este método es específico para torres atirantadas y es propuesto por varias normas de torres de telecomunicaciones (CSA S37-01, 2001; TIA/EIA-222-G, 2005; EC 3: Part 3-1, 2007). Las direcciones del viento estudiadas fueron  $0^\circ$ ,  $60^\circ$  y  $90^\circ$  como recomiendan las normas para estas estructuras (Figura 5).

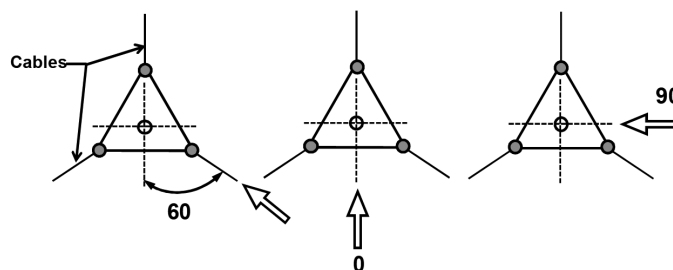
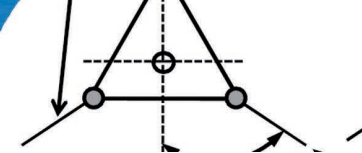


Figura 5: Direcciones de viento analizadas para el cálculo de la estructura

La carga de viento sobre los cables se consideró uniformemente distribuida, el valor se calculó teniendo en cuenta la velocidad básica y los coeficientes correspondientes a la mitad de la altura entre el anclaje del cable y su nivel de sujeción en el fuste. El coeficiente de forma para todos los cables se tomó igual a 1.2 según lo establecido por la NC285 (2003). La fuerza se aplicó en el sentido de la dirección de viento, teniendo en cuenta el ángulo del vector viento con el cable, según el caso de análisis.

Se realizó el análisis no lineal geométrico de la estructura a partir de dos estados de análisis dentro de los cuales se involucran todas las cargas a considerar. El primero es denominado estado inicial, corresponde al estado de equilibrio alcanzado para las cargas permanentes y tensión inicial de los cables. Este estado representa la fase final



de la construcción de la torre (carga de peso propio más tensión inicial de los cables, sin carga ecológica). El segundo es el estado de equilibrio alcanzado para las cargas de viento sobre la estructura más las cargas que provoca la presencia de las antenas a partir de las condiciones alcanzadas en el estado previo (estado inicial). Para este estado, denominado estado final (estado inicial + carga de viento + peso propio antenas + viento sobre las antenas), las condiciones de partida del análisis no lineal fueron las condiciones finales del estado inicial, es decir, con los desplazamientos, tensiones, deformaciones y cargas del estado previo de trabajo.

### Variación en la topología de los cables

La topología de los cables está dada por cuatro variables: la cantidad de cables, la cantidad de anclajes, la cantidad de cables que llegan a los anclajes y el diámetro de los cables. El análisis de la posición de los cables y anclajes quedó regido por el ángulo de los cables con respecto a la torre, quedando definidas entonces, tres variables independientes: cantidad de cables, cantidad de anclajes y diámetro de los cables. En el estudio se empleó un experimento factorial completo  $2^3$  y el procesamiento de los resultados se realizó usando el programa Statgraphics (statgraphics.net). La conjugación de las variables arrojó ocho modelos a analizar cuyas combinaciones de variables quedan definidas en la Figura 6 y Tabla 1.

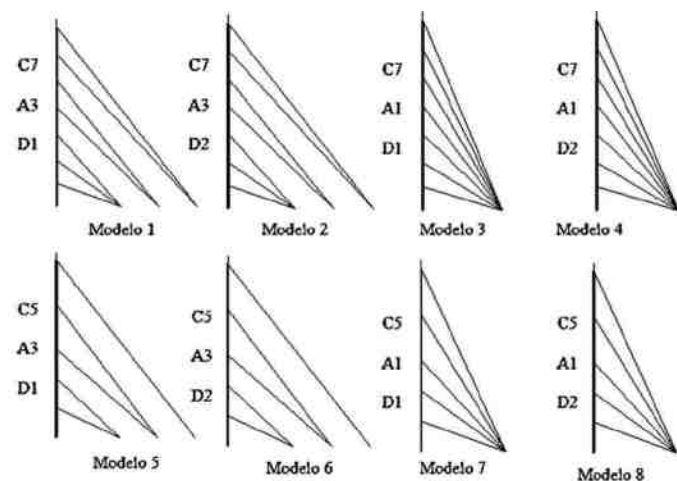


Figura 6: Modelos analizados

Para la selección de los máximos y mínimos se tuvo en cuenta que, para el caso de la cantidad de cables se prevé que a menor cantidad de estos las fuerzas axiales de los elementos de la torre serán mayores; de igual forma, la

disminución de la cantidad de anclajes aleja el ángulo de los cables de la condición ideal ( $45^\circ$ ) y por otra parte la reducción del diámetro de los cables reduce la rigidez estructural de la torre ante cargas horizontales. A partir de este análisis se obtuvo la Tabla 2.

Tabla 1: Matriz de simulación

Modelo	Cantidad de cables C	ID	Cantidad de anclajes A	ID	Diámetro de cables D	ID
1	7	C7	3	A3	4 $\Phi$ 19-3 $\Phi$ 16	D1
2	7	C7	3	A3	7 $\Phi$ 16	D2
3	7	C7	1	A1	4 $\Phi$ 19-3 $\Phi$ 16	D1
4	7	C7	1	A1	7 $\Phi$ 16	D2
5	5	C5	3	A3	4 $\Phi$ 19-3 $\Phi$ 16	D1
6	5	C5	3	A3	7 $\Phi$ 16	D2
7	5	C5	1	A1	4 $\Phi$ 19-3 $\Phi$ 16	D1
8	5	C5	1	A1	7 $\Phi$ 16	D2

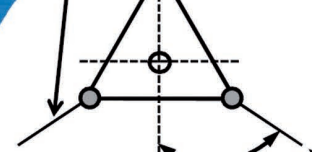
Tabla 2: Resumen Máximo y Mínimo de los niveles de las variables

	Niveles	
	Máx. (1)	Mín. (-1)
Cables	5	7
Anclajes	1	3
Diámetro (cables)	7 $\Phi$ 16	4 $\Phi$ 19-3 $\Phi$ 16

En la Tabla 2 se asocia el valor de 1 al nivel de las variables para las cuales se prevé un aumento de las solicitaciones debido a carga horizontal y el valor de -1 para los niveles en los cuales su incidencia se traducirá en decremento de las solicitaciones.

En la Figura 6 y Tabla 1, C representa la cantidad de cables, A la cantidad de anclajes y D las combinaciones de diámetro del cable (1 para el diseño típico 4 $\Phi$ 19-3 $\Phi$ 16 y 2 para todos cables de 16 mm). Para el caso de los modelos con cinco niveles de cables, los dos primeros se consideraron con diámetro 16 mm y los restantes 19 mm. En la Figura 4 el modelo 1 corresponde a los datos del modelo típico.

El estudio numérico tiene como objetivo fundamental identificar la influencia de las variables independientes y la interacción doble entre ellas, en los valores de las variables dependientes, en este caso fuerza axial en los elementos y desplazamiento de la torre. Para este objetivo se plantearon las siguientes hipótesis para cada una de las variables dependientes obtenidas:



Ho: La variable independiente (A, B ó C) o la interacción de las variables (AB, BC ó AC) no influyen el valor de la variable dependiente  $x$  (fuerza axial y desplazamiento).

H1: La variable independiente (A, B ó C) o la interacción de las variables (AB, BC ó AC) influyen en el valor de la variable dependiente  $x$  (fuerza axial y desplazamiento).

Donde A es la cantidad de cables, B es la cantidad de anclajes y C representa las combinaciones de los diámetros de cables.

Los resultados de este análisis están basados en la obtención del valor  $p$  que indica la probabilidad de rechazar Ho cuando Ho es cierta para un nivel de significación de un 5%. La regla de decisión seleccionada expone que si el valor  $p$  es menor de 0.05 se rechaza Ho, si no se acepta. Por tanto, si los valores  $p$  son menores que 0.05 se plantea que hay suficiente evidencia estadística como para rechazar Ho con un nivel de significación del 5%, es decir, que hay suficiente evidencia estadística para rechazar que la variable independiente (A, B ó C) o la interacción de las variables (AB, BC ó AC), según corresponda en cada caso, no influye en el valor de la variable dependiente  $x$  con un nivel de significación del 5%.

### Variación del número y posición de antitorsos

Se analizaron cinco modelos numéricos de variantes de torre con posiciones diferentes de antitorsos, que fueron comparadas con el modelo sin antitorsos. A partir de las regularidades encontradas en los estudios de campo de la posición y número de los antitorsos. Para esta investigación se definieron 5 variantes: dos casos con un sólo antitorsor en el fuste en distinta posición (V1 uno en el primer tercio del fuste y V2 uno en el tope del fuste), dos casos con dos antitorsos en el fuste (V3 en el primer y segundo tercio del fuste, V4 en el segundo y tercer tercio del fuste) y un caso con tres antitorsos (V5 en el primer, segundo y tercer tercio del fuste) según se aprecia en la Figura 7.

El modelo de antitorsor usado para el análisis se muestra en la Figura 8 y está constituido por un conjunto de barras formando una celosía que se fija al fuste y de la cual salen seis cables en pares a los anclajes.

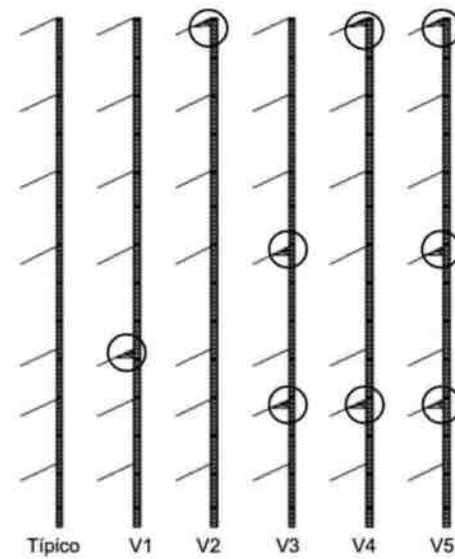


Figura 7: Modelos analizados con casos de estudio de antitorsor

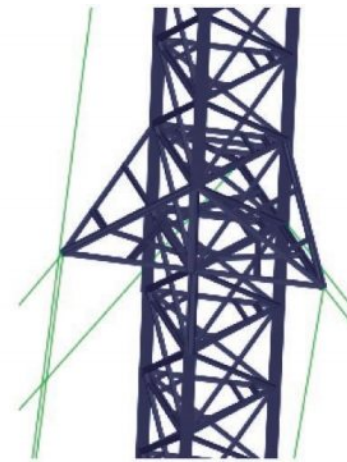
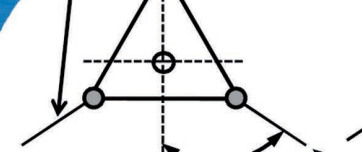


Figura 8: Esquema de antitorsor utilizado en la modelación

### Resultados de la variación en la topología de los cables

Los resultados están basados en los valores de las fuerzas máximas obtenidas en los elementos de la torre: columnas, tranques, diagonales y cables y los desplazamientos máximos de la torre. En la Tabla 3 se muestran los valores  $p$  obtenidos para las variables independientes (A, B ó C) y la interacción de las variables (AB, BC ó AC) para cada variable dependiente estudiada.

En el caso de las columnas y diagonales a tracción la única variable independiente que tiene influencia es la cantidad de cables. En los tranques a tracción los factores que muestran influencia significativa son cantidad de cables, cantidad de



anclajes y la interacción entre ellos. Para los tranques a compresión se encuentran como variables independientes influyentes la cantidad de cables, diámetro de los cables y la interacción entre ellos. Finalmente, en el caso de los desplazamientos las tres variables independientes: cantidad de cables, cantidad de anclajes y diámetros de los cables, presentan influencia significativa. Todas estas afirmaciones se justifican con los *p*-valores obtenidos menores que 0.05.

Tabla 3: Valores *p* para las fuerzas axiales de los elementos y desplazamientos.

Factores	F. Cables	Col. F. Trac.	Col. F.Comp.	Tranq. F.Trac.	Tranq. F.Comp.	Diag. F.Trac.	Diag. F.Comp.	Desplaz.
A: Cantidad de cables	0.0588	<b>0.0238</b>	0.1307	<b>0.0398</b>	<b>0.0022</b>	<b>0.0256</b>	0.0805	<b>0.0489</b>
B: Cantidad de anclajes	0.0706	0.1469	0.0864	<b>0.0457</b>	0.0886	0.8350	0.1145	<b>0.0136</b>
C: Diámetro de los cables	0.2591	0.2913	0.2754	0.0570	<b>0.0492</b>	0.8759	0.9609	<b>0.0190</b>
AB	0.6419	0.1803	0.7523	<b>0.0270</b>	0.0661	0.3484	0.2107	0.4546
AC	0.8801	0.8084	0.5311	0.1016	<b>0.0368</b>	0.2267	0.3900	0.3820
BC	0.8930	0.5857	0.5433	0.0628	0.1804	0.3523	0.5587	0.1790

En los elementos donde se evidenció influencia de algunos factores se puede verificar gráficamente el orden de influencia de los mismos mediante los diagramas de Pareto mostrados en la Figura 9. En el diagrama de Pareto la línea vertical negra gruesa representa el nivel de significación del 5% por lo que todo factor que su efecto sobrepase la misma se puede afirmar que tiene influencia significativa en la variable dependiente (fuerzas axiales en los elementos o desplazamiento). La influencia de los factores se organiza de mayor a menor según muestran las barras y los signos indican la influencia creciente (barras grises) o decreciente (barras negras) en la variable dependiente.

Del análisis de los resultados de los modelos realizados se obtuvo que una disminución de la cantidad de anclajes de 3 a 1 provoca un incremento en las solicitaciones de los elementos del fuste de 22% para las columnas, 28% para los tranques y un 21% para las diagonales, así como un 34% de incremento sobre las fuerzas que actúan sobre los cables. Al disminuir la cantidad de cables de 7 a 5 se incrementaron las solicitaciones de los elementos del fuste en un 6% para las columnas, un 3% para los tranques y un 13% para las diagonales. Debido a la redistribución de los esfuerzos que aparece en la estructura aumentaron las fuerzas en los cables en un 37%. En los modelos donde se

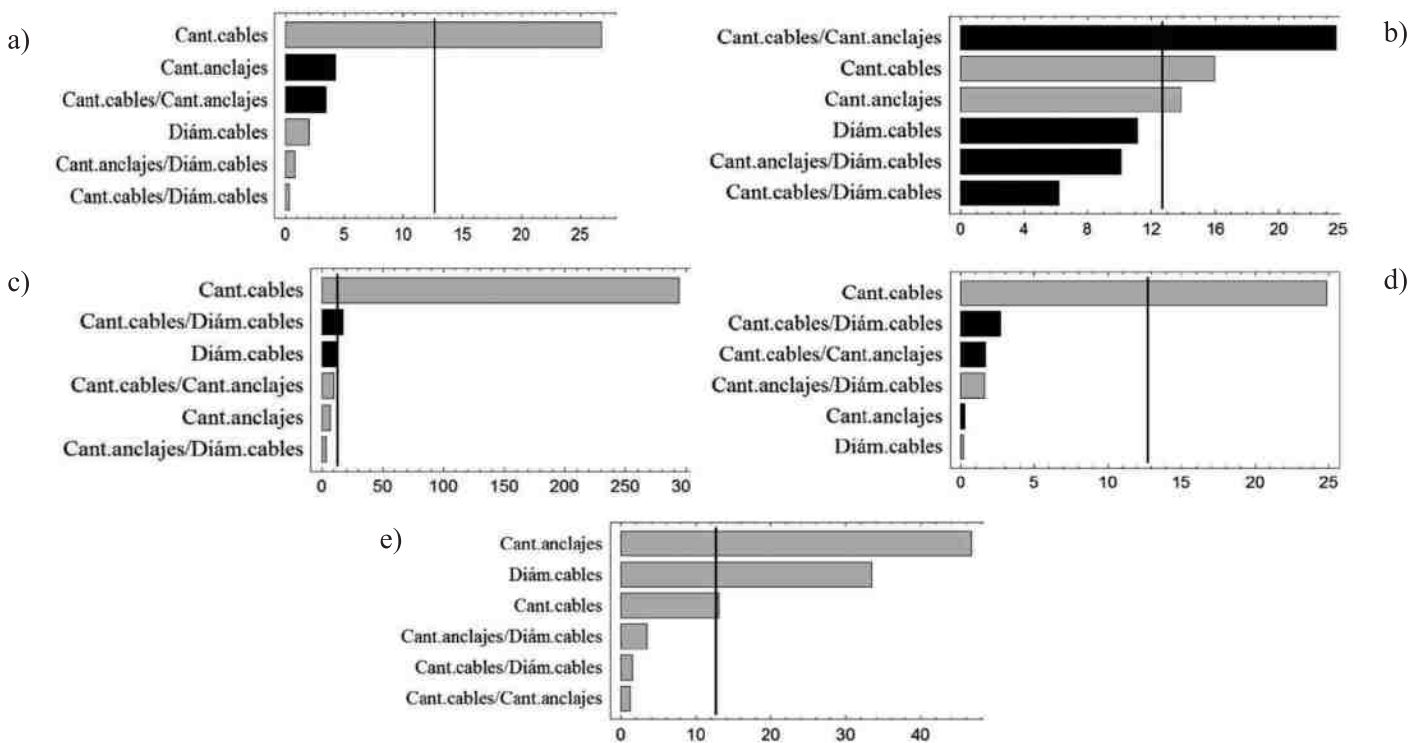
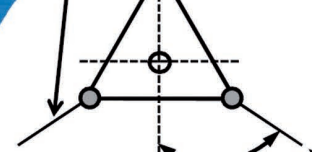


Figura 9: Diagramas de Pareto de las variables dependientes con influencia significativa de las variables independientes, a) columnas en tracción, b) tranques en tracción, c) tranques en compresión, d) diagonales en tracción y e) desplazamientos



disminuyeron los diámetros de los cables, se produjeron variaciones en las solicitaciones del fuste. Las columnas sufrieron un incremento del 3%, los tranques se mueven en el rango de un decremento del 4% hasta un incremento del 33% y las fuerzas en las diagonales se incrementaron en un 4%. Para el caso de los cables, los incrementos fueron del 37%.

## Resultados de la variación del número y posición de los antitorsos

Los resultados de la variación y posición de los antitorsos están basados en los valores de giro y desplazamiento de la torre en toda la altura. La Figura 10 muestra los valores de giros para cada una de las variantes estudiadas. Se compararon las variantes con un antitorsor (Figura 10a), con dos antitorsos (Figura 10b) y con tres antitorsos (Figura 10c) con respecto al modelo típico que no presenta antitorsor. Los resultados arrojaron que en los niveles donde aparece antitorsor se evidencia una reducción marcada del giro. En la Figura 10c se puede observar que la variante 5 con mayor número de antitorsos, resultó ser la que más redujo el giro máximo de la torre, que alcanzó el valor de  $0.38^\circ$ , el cual representa una reducción del giro en 81% con respecto al modelo típico sin antitorsor.

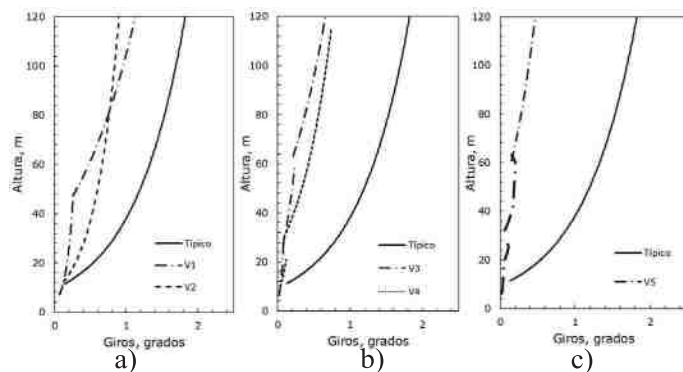


Figura 10: Rotación en grados del fuste alrededor del eje vertical

En la Figura 11 se muestra el desplazamiento horizontal obtenido para las diferentes variantes analizadas. Los resultados arrojaron que las variantes con antitorsos colocados en el tope (V2, V4 y V5) de la torre fueron las que más redujeron el desplazamiento máximo en el tope.

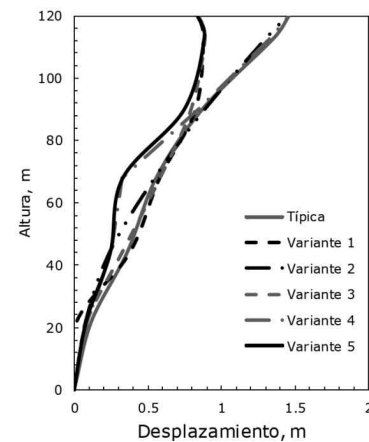


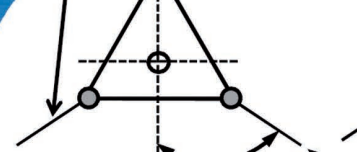
Figura 11: Desplazamientos horizontales para la dirección de viento perpendicular a una cara

## Conclusiones

Los resultados del estudio numérico demostraron que sí existe influencia de la topología de cables en los valores de fuerza axial y desplazamiento de la torre estudiada. Este estudio demostró que las variables dependientes que presentan influencia significativa para un nivel de significación del 5%, son las fuerzas axiales de tracción en los elementos columnas, diagonales y tranques, así como la fuerza axial en compresión de los tranques y los desplazamientos. La variable cantidad de cables tiene influencia en todas las variables dependientes y además es la más significativa en el 60% de los resultados.

La disminución del número de anclajes produjo incrementos en el rango entre 21 – 34% en las fuerzas axiales de los elementos de la torre. La disminución de la cantidad de cables y del diámetro de los cables generan incrementos en el rango 3 -37% en los elementos de la torre, excepto en algunos de los tranques donde la disminución del diámetro de los cables provoca una disminución del 4% de la fuerza axial.

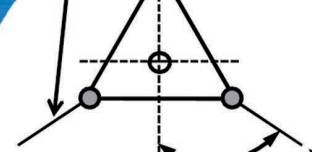
Los antitorsos reducen el giro y el desplazamiento horizontal de la torre proporcional a la cantidad empleada y su efecto reductor se produce fundamentalmente en los tramos por debajo de la ubicación del mismo, mientras que los giros relativos entre secciones se mantienen iguales por encima de este. La posición de antitorsor que más redujo el giro de la torre fue en el tope de la misma. La colocación de antitorsos logró reducir el giro máximo en un 81% con respecto al modelo típico sin antitorsor. El desplazamiento horizontal máximo en el tope se logró reducir en un 40 % para los casos de antitorsos en el tope.



## Referencias

- Alshurafa, S., Alhayek, H. And Polyzois, D. (2019). Finite Element Method For The Static And Dynamic Analysis Of Frp Guyed Tower. *Journal Of Computational Design And Engineering* **6**(3), 436-446
- Andreu, A., Gil, L. and Roca, P. (2006). A new deformable catenary element for the analysis of cable net structures. *Computers & Structures* **84**(29-30), 1882-1890
- Ballaben, J.S., Sampaio, R. and Rosales, M.B. (2017a). Uncertainty quantification in the dynamics of a guyed mast subjected to wind load. *Engineering Structures* **132**, 456-470
- Ballaben, J.S., Guzmán, A.M. and Rosales, M.B. (2017b). Nonlinear dynamics of guyed masts under wind load: sensitivity to structural parameters and load models. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* **169**, 128-138
- CSA S37-01 (2001). Antennas, towers, and antenna supporting structures. Canadian Standards Association, Rexdale, Canada
- Clobes, M. and Peil, U. (2011). Unsteady buffeting wind loads in the time domain and their effect on the life-cycle prediction of guyed masts. *Structure and Infrastructure Engineering* **7**(1-2), 187-196
- Clobes, M., Willecke, A. and Peil, U. (2009). A refined analysis of guyed masts in turbulent wind. *Fifth European & African Conferences on Wind Engineering EACWE 5*, Florence, Italy
- Davenport, A.G. (1995). The response of slender structures to wind. In *Wind Climate in Cities*, Cermak, J.E., Davenport, A.G., Plate, E.J. and Viegas, D.X. (eds.). Series E: Applied Sciences, vol. 277. Springer, Dordrecht, 209-239
- EC 3: Part 3-1 (2007). Eurocode 3: Design of steel structures - Part 3-1: Towers, masts and chimneys-towers and masts. Brussels, Belgium
- Elena Parnás, V., Martín Rodríguez, P. and Castañeda Hevia, A.E. (2013). Structural behavior of guyed mast with asymmetrical anchors. *Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering* **35**(2), 61-67
- Fernández, I., Elena, V.B., Martín, P., Corona, Y. y Hernández, I.A. (2018). Análisis dinámico de una torre autosoportada sujeta a cargas de viento y sismo. *Obras y Proyectos* **23**, 78-86
- Hamada, A., King, J.P.C., El Damatty, A.A., Bitsuamlak, G. and Hamada, M. (2017). The response of a guyed transmission line system to boundary layer wind. *Engineering Structures* **139**, 135-152
- Harikrishna, P., Annadurai, A. Gomathinayagam, S. and Lakshmanan, N. (2003). Full scale measurements of the structural response of a 50 m guyed mast under wind loading. *Engineering Structures* **25**(7), 859-867
- Kahla, N.B. (1995). Influence of star mounts on guyed towers. *Computers & Structures* **54**(5), 989-995
- Kewaisy, T.H. (2001). *Nonlinear dynamic interaction between cables and mast of guyed-tower systems subjected to wind-induced forces*. PhD thesis, Texas Tech University, USA.
- Lazzari, M., Saetta, A.V. and Vitaliani, R.V. (2001). Non-linear dynamic analysis of cable-suspended structures subjected to wind actions. *Computers & Structures* **79**(9), 953-969
- LeBlanc Bakmar, C. (2004). *Wind load on guyed mast*. Master thesis, Technical University of Denmark
- Magued, M.H., Bruneau, M. and Dryburgh, R.B. (1989). Evolution of design standards and recorded failures of guyed towers in Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering* **16**(5), 725-732
- Martín Rodríguez, P. and Elena Parnás, V. (2011). Simplified methods of dynamic analysis for guyed towers under the action of extreme winds. *Revista Técnica de la Facultad de Ingeniería Universidad del Zulia* **34**(3), 185-193
- NC450 (2006). Edificaciones-Factores de Carga o Ponderación-Combinaciones. Oficina Nacional de Normalización, La Habana, Cuba
- NC285 (2003 ). Carga de viento. Método de cálculo. Oficina Nacional de Normalización, La Habana, Cuba
- Páez, P.M. and Sensale, B. (2017). Analysis of guyed masts by the stability functions based on the Timoshenko beam-column. *Engineering Structures* **152**, 597-606
- Peil, U. (1993). Dynamic behaviour of guys. Meeting of IASS Working Group 4: Towers and Masts, Prague, Czech Republic
- Peil, U., Nölle, H. and Wang, Z.H. (1996). Dynamic behaviour of guys under turbulent wind load. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* **65**(1-3), 43-54





Pezo, M.L., Bakic, V.V. and Markovic, Z.J. (2016). Structural analysis of guyed mast exposed to wind action. *Thermal Science* **20**(5), 1473-1483

Roitshtein, M.M. (1999). Analysis of masts and towers failures. IASS masts and towers working group meeting. Krakow, Poland

SAP2000 (2016). Structural analysis program. Integrated software for structural analysis and design, v.16. Computers and Structures Inc., Berkeley, USA

Shi, H. and Salim, H. (2015). Geometric nonlinear static and dynamic analysis of guyed towers using fully nonlinear element formulations. *Engineering Structures* **99**, 492-501

Smith, B.W. (2007). *Communication structures*. ThomasTelford, London, Great Britain

Sparling, B.F. and Wegner, L.D. (2007). Estimating peak wind load effects in guyed masts. *Wind and Structures* **10**(4), 347-366

TIA/EIA-222-G (2005). Structural standards for steel antenna towers and antenna supporting structures. Telecommunications Industry Association, USA

Travanca, R., Varum, H. and Real, P.V. (2013). The past 20 years of telecommunication structures in Portugal. *Engineering Structures* **48**, 472-485

Zhu, N. (2007). *Wind tunnel test for guyed mast dynamic characteristics under wind loads*. MSc thesis, University of Saskatchewan, Canada

# Optimización de pórticos planos de hormigón armado utilizando una hibridación de algoritmos genéticos y el algoritmo Nelder-Mead

Optimization of reinforced concrete plane frames using a hybridization of genetic algorithms and the Nelder-Mead algorithm

Fecha de envío: 5 de febrero 2019

Fecha de aceptación: 14 de octubre 2019

Iván A. Negrin, Alejandro Negrin y Ernesto L. Chagoyén

Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Construcción, Universidad Central Marta Abreu de Las Villas, Carretera a Camajuaní, km 5 ½, Santa Clara, Villa Clara, Cuba, [indiaz@uclv.cu](mailto:indiaz@uclv.cu), [anegrin1986@gmail.com](mailto:anegrin1986@gmail.com), [chagoyen@uclv.edu.cu](mailto:chagoyen@uclv.edu.cu)

*En el trabajo se presenta el diseño de un algoritmo utilizando CSi Application Programming Interface (CSi API) que permite la automatización del proceso de optimización estructural de pórticos planos, vinculando potentes herramientas computacionales como SAP2000v16 y Matlab. Además, se incluyen aspectos usualmente ignorados en la modelación y el análisis estructural durante la optimización, como la influencia de la fisuración de los elementos en su rigidez y la inclusión de un análisis de segundo orden. Por otra parte, debido a la complejidad de la función objetivo, fue necesario utilizar métodos metaheurísticos de optimización: una hibridación entre algoritmos genéticos y el algoritmo Nelder-Mead, por encima de los métodos clásicos empleados en estudios precedentes, obteniendo resultados satisfactorios. Los resultados se expresan en forma de recomendaciones de diseño y se comparan con los obtenidos en investigaciones previas.*

*Palabras claves: optimización estructural, metaheurísticas, algoritmos genéticos, algoritmo Nelder-Mead*

*This paper presents an algorithm using CSi Application Programming Interface (CSi API), which allows the automation of the structural optimization process for plane frames, linking powerful computational tools such as SAP2000v16 and Matlab. In addition, aspects usually ignored in modelling and structural analysis for structural optimization are included, such as the influence of cracking of concrete elements in their stiffness and the inclusion of a second order analysis. On the other hand, due to the complexity of the objective function, it was necessary to use metaheuristic optimization methods: a hybridization between genetic algorithms and the Nelder-Mead algorithm, instead of the classical methods used in previous studies, obtaining satisfactory results. The results are expressed in the form of design recommendations and they are compared with those obtained in previous investigations.*

*Keywords: structural optimization, metaheuristics, genetic algorithms, Nelder-Mead algorithm*

## Introducción

El desarrollo de las investigaciones en el campo de las estructuras ha contribuido notablemente al logro de proyectos cada vez más racionales, tratando siempre de que estos tengan cada vez más, una relación seguridad-costos más cercana a la óptima real. Se ha avanzado mucho en el campo de las normativas de cargas, cálculo estructural, y modelación de estructuras. En la etapa actual, donde se impuso el Análisis y Diseño Asistido por Computadoras, de nada vale tener un amplio y potente software estructural si no se hace una adecuada interpretación de la problemática a resolver y se emplea de forma inteligente en reducir los costos de la estructura a proyectar (Negrin, 2014). La

metodología habitual del proyecto de estructuras supone un proceso iterativo, que parte de la realización por parte del ingeniero de un pre-dimensionamiento (o definición de unas dimensiones y de unos materiales para los elementos estructurales) a partir de su experiencia y de reglas establecidas por la práctica. Posteriormente, se confecciona un modelo de dicha estructura utilizando las invariantes de la modelación mecánica para ello (geometría, condiciones de apoyo, material, masa y cargas). Dicho modelo se somete al análisis estructural, y a partir de sus resultados y los principios de la resistencia de materiales y disciplinas afines, de modelos de comportamiento de los materiales y de las prescripciones de las normativas vigentes, se efectúa

el diseño, y se comprueba su idoneidad. Normalmente es necesario realizar varios ajustes y correcciones sobre las hipótesis y pre-dimensionamiento inicial, hasta obtener un diseño suficientemente seguro y, por tanto, apto para su ejecución. En este proceso, que se ilustra en la Figura 1, la experiencia del proyectista tiene una gran influencia en la calidad del resultado final y en el tiempo empleado para obtenerlo, al existir múltiples soluciones para un mismo problema (e.g. Negrin, 1987; Payá, 2007).

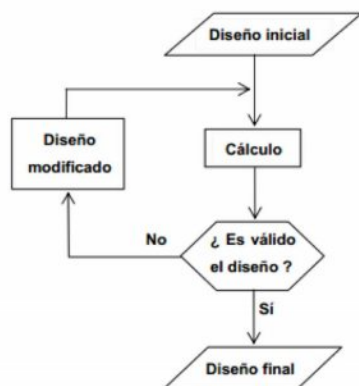


Figura 1: El proceso del diseño estructural (Payá, 2007)

Resulta muy importante no sólo dotar a los especialistas de la construcción de conocimientos necesarios para la explotación de las herramientas de cálculo, si no también crear habilidades en los mismos para poder interpretar correctamente los resultados brindados por estas ayudas y el uso de los mismos para modelar diversos problemas relacionados con el Análisis y Diseño Estructural. Además, hoy día se debe proyectar buscando siempre la variante más racional para toda la estructura y no para un elemento en particular, entiéndase por ésta: la de menor costo y mejor ejecutable, menor impacto medio-ambiental, respuesta ante un determinado fenómeno, o la combinación de dos o más de estos objetivos: nos estamos refiriendo al concepto de Diseño Óptimo de Conjuntos Estructurales (Negrin, 2005; Negrin, 2014; Negrin, 2016).

Se puede decir que el Problema de Optimización Estructural consiste en una búsqueda de diseños estructurales que minimicen una función objetivo, para un conjunto de variables de diseño definidas y teniendo en cuenta restricciones a cumplir, tales como: valores máximos de esfuerzo o deformación, volumen, masa, etc. (Negrin, 1987), obteniendo la *mejor solución* en dependencia del objetivo de la optimización.

Podemos apreciar entonces que la optimización de estructuras no es una búsqueda ciega entre distintas variantes de solución de un proyecto dado, sino un complejo problema en el que influyen infinidad de factores que inciden en la correcta solución del problema, y que para lograrlo es necesario una sólida base científica. Para ello se hace imprescindible formular matemáticamente el problema (modelación matemática), siendo este el paso más importante del proceso (Negrin, 2014).

## Definición del problema de optimización

La modelación matemática de un problema de optimización consiste en la definición de la o las funciones objetivos y de las variables de que dependen, así como de todas las restricciones que lleva el proceso (Negrin, 2005). El problema de la optimización de una estructura se formula matemáticamente de la siguiente forma:

$$\min_x f(x) \quad (1)$$

Sujeta a:

$$h_j(x) = 0, j = 1, \dots, n_1$$

$$g_j(x) \leq 0, j = n_1 + 1, \dots, n_1 + n_2$$

En donde  $x \in \mathfrak{R}^n$  son las variables de diseño,  $f(x): \mathfrak{R}^n \rightarrow \mathfrak{R}^n$  es la función objetivo,  $h_j(x): \mathfrak{R}^n \rightarrow \mathfrak{R}^n$  son las restricciones de igualdad y  $g_j(x): \mathfrak{R}^n \rightarrow \mathfrak{R}^n$  son las restricciones de desigualdad. Como se observa en las definiciones anteriores, las funciones  $f(\dots)$ ,  $h(\dots)$  y  $g(\dots)$  pueden ser funciones lineales y/o no lineales.

## Función objetivo

La función objetivo es la que mide cuantitativamente el funcionamiento del sistema en un proceso de optimización. Esto quiere decir que se busca una maximización o minimización de esta, y es la base para seleccionar dentro de un conjunto de diseños aceptables, o sea, que cumplen con todas las restricciones del problema. Debido a la versatilidad de la función objetivo para adaptarse al problema propuesto, esta función puede ser continua, discreta o mezclada en aquellos casos en donde entre ciertos intervalos la función se define como discreta y en otros intervalos se define como continua. Además de esto, la convexidad de la función objetivo determina la existencia de un único punto óptimo o en caso contrario, la

existencia de múltiples puntos óptimos (Cujía, 2010).

En el caso de este trabajo, se utilizó la función objetivo asociada a costo mínimo de la súper-estructura, es decir, sin incluir la cimentación:

$$F = C_{columnas} + C_{vigas} \quad (2)$$

Donde  $F$  es la función objetivo costo total (\$),  $C_{columnas}$  es el costo total de las columnas (\$), obteniéndose:

$$C_{columnas} = C_{encc} + C_{ecc} + C_{eccc} + C_{ebrc} + C_{ecbrc} + C_{ehc} + C_{chc} \quad (3)$$

Siendo  $C_{encc}$  el costo de encofrado de las columnas (\$),  $C_{ecc}$  el costo de elaboración de cercos para las columnas (\$),  $C_{eccc}$  el costo de ensamblaje y colocación de cercos en las columnas (\$),  $C_{ebrc}$  el costo de elaboración de barras de refuerzo principal en columnas (\$),  $C_{ecbrc}$  el costo de ensamblaje y colocación de barras de refuerzo principal en columnas (\$),  $C_{ehc}$  el costo de elaboración de hormigón para las columnas (\$),  $C_{chc}$  el costo de colocación de hormigón en las columnas (\$) y  $C_{vigas}$  es el costo total de las vigas (\$), que se determina como:

$$C_{vigas} = C_{encv} + C_{ecv} + C_{eccv} + C_{ebrv} + C_{ecbrv} + C_{ehv} + C_{chv} \quad (4)$$

En donde  $C_{encv}$  es el costo de encofrados en vigas (\$),  $C_{ecv}$  es el costo de elaboración de cercos para vigas (\$),  $C_{eccv}$  es el costo de ensamblaje y colocación de cercos en vigas (\$),  $C_{ebrv}$  es el costo de elaboración de barras de refuerzo en vigas (\$),  $C_{ecbrv}$  es el costo de ensamblaje y colocación de barras de refuerzo en vigas (\$)  $C_{ehv}$  es el costo de elaboración de hormigón para vigas (\$) y  $C_{chv}$  es el costo de colocación de hormigón en vigas (\$).

## Variables

Los parámetros variables pueden tomar diferentes valores en el proceso de optimización. Estos afectan directamente la función objetivo, buscándose, en este proceso, una combinación que minimicen (o maximicen) dicha función. Para lograr una correcta elección de estos, se debe conocer principalmente, cual es el criterio de optimización seleccionado y que aspectos influyen en el mismo.

En nuestro caso, planteamos tres variables independientes (ver Figura 2) que son las dimensiones de las secciones transversales de los elementos:  $p(1)$ : peralte de las vigas,

$p(2)$ : ancho de vigas y columnas y  $p(3)$ : peralte de las columnas.

Para simplificar el proceso de optimización y por razones constructivas, se decidió mantener igual el ancho de las vigas y de las columnas, así como las dimensiones de columnas y vigas interiores y exteriores respectivamente, sabiendo que, en dependencia del tipo de elemento, van a estar sometidos a solicitaciones diferentes. La diferencia está en el área (cuantía) de acero, es decir, una columna interior y exterior tendrá las mismas dimensiones, pero su distribución de acero será diferente, lo mismo ocurre en las vigas.

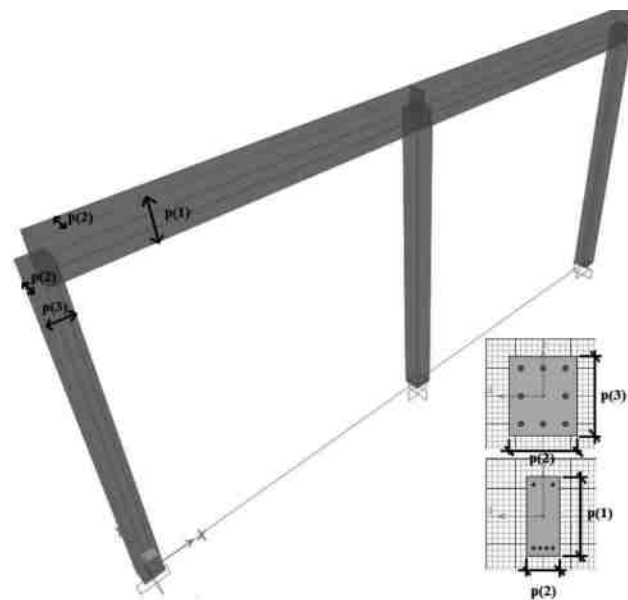


Figura 2: Variables independientes del proceso de optimización.

## Restricciones

Constituyen una limitación, representada en un conjunto de relaciones existentes que deben satisfacerse para que el diseño sea correcto. En la formulación matemática del proceso de optimización se definió que pueden existir restricciones de igualdad y desigualdad. En nuestro caso, no fue necesario introducir este tipo de restricciones, solamente los límites o el intervalo que pueden recorrer las variables, a las cuales llamamos restricciones explícitas, porque intervienen directamente en el proceso de optimización. Por otra parte, existen otro tipo de restricciones a las cuales llamamos implícitas porque están presentes dentro del proceso de diseño, las cuales garantizan que los elementos cumplan los criterios de resistencia, rigidez, fisuración, ductilidad y constructivos.

Para nuestro caso, las restricciones explícitas serían:  $L/20 \leq p(1) \leq L/6$ ,  $0.25 \text{ m} \leq p(2) \leq 0.4 \text{ m}$  y  $0.25 \text{ m} \leq p(3) \leq 0.5 \text{ m}$ .

Como se ha mencionado con anterioridad, las restricciones para este caso son los intervalos de movimiento de las variables, donde  $L$  es la luz libre del pórtico. En el caso del ancho de los elementos el valor mínimo se establece por razones constructivas, que generalmente es 0.25 m. Las restricciones implícitas se introducen en el algoritmo, las de resistencia están incluidas en las herramientas de diseño del programa SAP2000 (2016) (cumplimiento de las ecuaciones de estado). Las demás se incluyen como rutinas en la programación, donde, al no cumplirse se penaliza la función objetivo. De forma general, la Figura 3 representa gráficamente la definición del problema de optimización.

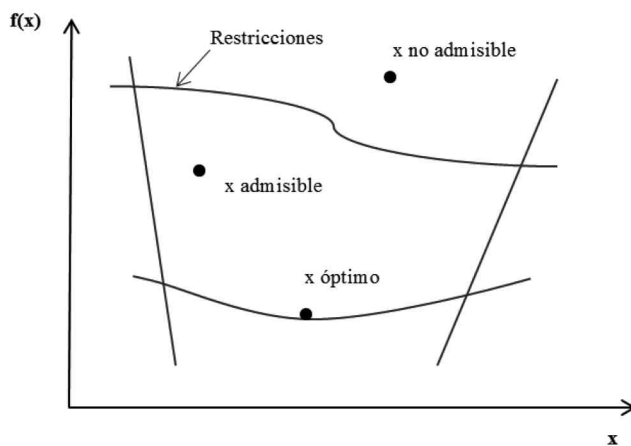


Figura 3: Representación gráfica de un problema de optimización

### Parámetros asignados

Los parámetros asignados tienen gran importancia en un problema de optimización estructural y no varían a lo largo del proceso. Su influencia en los resultados finales es enorme y muchas veces los resultados se expresan en relación con estos. Para la modelación de las cargas se utilizaron las normas vigentes para la densidad de los materiales (NC 283, 2003), para las cargas de uso (NC 284, 2003) y para las cargas de viento (NC 285, 2003). Además, se utilizaron las recomendaciones que aparecen en Medina Torri (1996) para tales fines. Para la investigación en cuestión, algunos de los parámetros asignados más relevantes son:

- Altura de columnas: 3.5 y 4 m
- Luz libre: 4-6-8 m
- Tipos de cargas:

- Carga permanente de cubierta:
    - Losa de hormigón armado de 12 cm (Peso específico  $\rho_{\text{hgon}} = 24 \text{ kN/m}^3$ )
    - Mortero de cemento Portland 2.5 cm (Peso específico  $\rho_{\text{mortero}} = 20 \text{ kN/m}^3$ )
    - Enrajonado 10 cm ( $0.18 \text{ kN/m}^2/\text{cm}$ )
    - Soladura-loza de barro 1.25 cm ( $0.05 \text{ kN/m}^2$ )
  - Carga permanente de entrepiso:
    - Losa de hormigón armado de 12 cm (Peso específico  $\rho_{\text{hgon}} = 24 \text{ kN/m}^3$ )
    - Mortero de cemento Portland 2.5 cm (Peso específico  $\rho_{\text{mortero}} = 20 \text{ kN/m}^3$ )
    - Relleno de mejoramiento 5 cm ( $0.18 \text{ kN/m}^2/\text{cm}$ )
    - Losa de granito ( $0.26 \text{ kN/m}^2/\text{cm}$ )
  - Carga temporal de cubierta:
    - Desagüe libre y accesible solo para mantenimiento:  $0.8 \text{ kN/m}^2$
  - Carga temporal de entrepiso
    - Oficinas y locales administrativos:  $2.0 \text{ kN/m}^2$
  - Carga de viento para las condiciones del occidente del país y un sitio expuesto, de acuerdo a la normativa vigente (NC 285, 2003)
- Tipología de los elementos: columnas y vigas rectangulares
  - Condiciones de apoyo: como no se tiene en cuenta la interacción suelo estructura, se considera empotrada al suelo
  - Tipo de encofrado: metálico
  - Forma de fabricación: in situ
  - Resistencia a compresión especificada del hormigón  $f'_c = 25 \text{ MPa}$
  - Límite de fluencia del acero de refuerzo (transversal y longitudinal)  $f_y = 300 \text{ MPa}$
  - Diámetro de los cercos: 10 mm
  - Recubrimiento de 3.5 cm
  - Elaboración y colocación de las armaduras: manual

- m) Elaboración del hormigón: hecho en planta
- n) Colocación del hormigón: con bomba

Es importante señalar que en esta investigación se considera la influencia durante el diseño de algunos factores que usualmente se ignoran durante la modelación y el diseño estructural con fines de la optimización, como es el caso de la reducción de la rigidez por fisuración en elementos de hormigón armado y el análisis de segundo orden (Chagoyén y Hernández, 2010). La Interacción Suelo-Estructura (ISE) no ha sido tomada en consideración en este problema ya que este representa un primer acercamiento a la temática. En futuras investigaciones se insertará en el proceso con sus correspondientes hipótesis, los cuales nos permitirán emitir consideraciones en cuanto a su uso en este tipo de problemas.

## Métodos aplicados al problema de optimización

Los métodos de optimización implican procesos matemáticos que, según su naturaleza, se pueden clasificar en dos grandes grupos: métodos clásicos (usan las derivadas) y los métodos heurísticos o metaheurísticos (no usan derivadas de la función objetivo) (Cujía, 2010).

### Métodos clásicos

Para el desarrollo de este trabajo un método de optimización clásico es aquel que usa las derivadas (gradientes). Se puede decir que estos métodos buscan y garantizan un óptimo local, sin un tiempo determinado. Los métodos con derivadas se basan en tres algoritmos fundamentales: pendiente máxima (*steepest descent*), el método de Newton y el método Levenberg-Marquart (Maes *et al.*, 2017; Roose, 2017). Sin embargo, no son los únicos métodos y algoritmos, pero todos los demás resultan de mejoras y combinaciones de estos (Cujía, 2010).

En la presente investigación no se pretende abordar estos métodos debido a su ineficiencia para resolver problemas complejos de optimización, con funciones objetivo que presenten discontinuidades y sean poco convexas, con presencia de muchos óptimos locales (Cujía, 2010; Payá, 2007).

## Métodos heurísticos y metaheurísticos

Un método heurístico es aquel que no utiliza metodología común, y rigurosa para obtener un resultado. Estos métodos dan un resultado aceptable en tiempo aceptable, además de su aplicabilidad cuando se presenta una función objetivo con múltiples puntos óptimos o cuando estas funciones están compuestas por intervalos continuos y discretos. Para la clasificación presentada, son todos aquellos métodos que no usan derivadas de la función objetivo (método riguroso), sino que usan la función objetivo como tal. Su manera de buscar soluciones se fundamenta en el uso de conceptos intuitivos basados en sistemas naturales, como por ejemplo la evolución. El solo hecho de no usar derivadas, que en ciertos casos pueden ser tediosas o aún casi imposibles de obtener, les da a estos métodos una flexibilidad, y una gran extensión de aplicabilidad cuando las condiciones del modelo son complejas (Cujía, 2010).

Los métodos metaheurísticos surgieron en los primeros años de la década de los 80. Se centran en el diseño de estrategias generales que sirvan para guiar a las heurísticas, tratando de combinar inteligentemente diversas técnicas para explorar el espacio de soluciones. Una definición muy exacta es la brindada por Osman y Kelly (1996). Los procedimientos metaheurísticos son una clase de métodos aproximados que están diseñados para resolver problemas difíciles de optimización combinatoria, en los que los heurísticos clásicos no son ni efectivos ni eficientes. Los metaheurísticos proporcionan un marco general para crear nuevos algoritmos híbridos combinando diferentes conceptos derivados de la inteligencia artificial, la evolución biológica y la mecánica estadística.

Algunos de estos métodos son:

- Algoritmos Genéticos (GA)
- Greedy Randomized Adaptive Search Procedure (GRASP)
- Particle Swarm Optimization (PSO)
- Biogeography-based Optimization (BBO)
- Simulated Annealing (SA)
- Algoritmo Nelder-Mead

En el marco de esta investigación se abordarán dos en especial: Algoritmos Genéticos y el algoritmo Nelder-Mead, utilizando una hibridación entre estos.

## Algoritmos genéticos

Los algoritmos genéticos son una herramienta utilizada para la resolución de problemas de optimización. Están basados en la selección natural, una analogía con el proceso que gobierna la evolución biológica. Los GA modifican sistemáticamente una población de individuos: en cada paso el algoritmo selecciona algunos individuos para que se conviertan en “padres” y generen los “hijos” de la siguiente generación. A través de sucesivas generaciones la población evoluciona hacia una solución óptima. La principal ventaja que ofrece es que puede utilizarse en una gran variedad de problemas donde los métodos convencionales de optimización no se desenvuelven bien, entre ellos problemas con funciones objetivo discontinuas, no diferenciables, estocásticas o altamente no lineales (Aligia, 2017).

En gran parte, su auge y proliferación en los últimos tiempos se debe a su carácter robusto, que les permite abordar con éxito gran variedad de problemas de áreas muy diferentes. Además, aunque no se pueda garantizar que el GA encuentre la solución óptima al problema, existe la certeza empírica de que ofrecerá una solución de un nivel aceptable, en un tiempo competitivo. Es cierto que no son la respuesta perfecta para abordar todos los problemas. Existen situaciones que cuentan con métodos concretos más rápidos y efectivos que los GA. Aun así, otra de las ventajas que ofrecen es que permiten mejorar estas técnicas específicas hibridándolas con su propia metodología (Carretero López, 2010).

El algoritmo se inicia con la creación de una población inicial de individuos, normalmente de un modo aleatorio, pero podrían usarse métodos determinísticos. Posteriormente, se asigna una aptitud a cada uno de los elementos de la población, dependiendo de su valor de la función objetivo y del grado de cumplimiento de las restricciones del problema. Seguidamente, individuos de esta población son seleccionados de acuerdo con ciertas reglas (operador “selección”) y combinados entre sí (operador “crossover” o “cruzamiento”) para crear una nueva población. Finalmente, se emplean los operadores

“mutación” para introducir nuevas características en la población, de modo que su evolución no se estanque prematuramente y, opcionalmente, se utiliza el operador “elitismo” que asegura que un determinado número de los mejores individuos de una generación pasen a la siguiente. Este proceso se repite hasta que se cumple el criterio de convergencia del algoritmo. Esta estrategia básica, sin el operador elitismo, se conoce en la literatura como el Simple Genetic Algorithm (ver Figura 4).

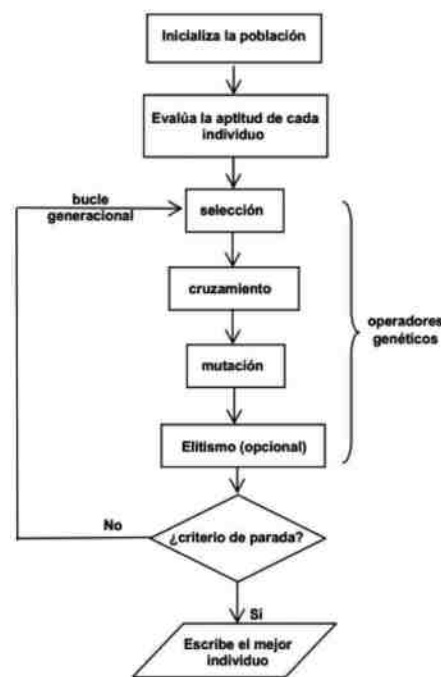


Figura 4: Diagrama de flujo de un GA básico (Payá, 2007)

## Algoritmo Nelder-Mead

El simplex de Nelder and Mead (1965), también denominado simplex no-lineal es un algoritmo heurístico propuesto para la optimización de funciones objetivo sin restricciones. Dicho algoritmo, que sólo usa valores de la función, no de su derivada, se basa en conceptos geométricos (Zapatero *et al.*, 2011) en el uso de polígonos con diferentes formas geométricas (reflexión, expansión, reducción y contracción), que utiliza la inclinación del plano hallado para direccionar la búsqueda y así obtener una aproximación al óptimo local (Gómez *et al.*, 2012).

El algoritmo Nelder-Mead parte de un simplex no degenerado, en cuyos vértices tenemos aproximaciones al óptimo global. Dicho simplex se va modificando, bien al cambiar alguno de sus vértices por otro en el que la

función objetivo haya disminuido, o bien al contraer todo el poliedro si no se ha conseguido mejorar la función objetivo con el simplex inicial (Figuras 5 y 6). Es por tanto un algoritmo de carácter local que carece además de componente aleatoria (Zapatero *et al.*, 2011).

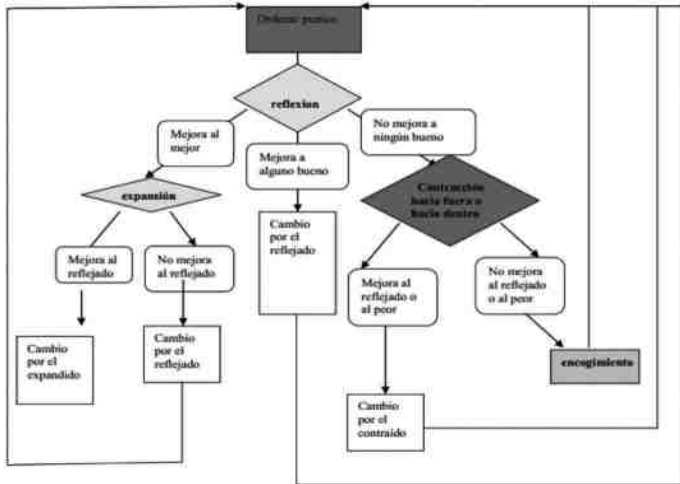


Figura 5: Diagrama de flujo del método de Nelder-Mead (Zapatero *et al.*, 2011)

El simplex se adapta al entorno de la función objetivo como una ameba, y de esta forma encuentra un mínimo local cercano. El paso simple consiste en reemplazar el peor punto con un punto que se refleja a través del centro de gravedad de los N puntos restantes. Si este punto resulta mejor que el mejor punto actual, entonces podemos tratar de estirar el polígono de forma exponencial, a lo largo de esta línea. Mientras que, si este nuevo punto no es mucho mejor que el valor anterior, entonces se intensificará a través de un valle, por lo que se reduce el simplex hacia un punto mejor (Roose, 2017).

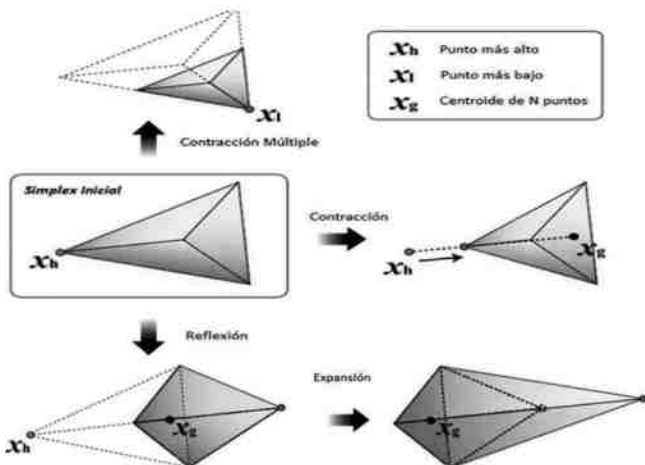


Figura 6: Operaciones básicas del método de Nelder-Mead (Cujía, 2010)

## Diseño del algoritmo de solución utilizando CSi API

El algoritmo de solución al problema de diseño óptimo de conjuntos estructurales utilizando el CSi API (Chagoyén, 2016) entre un software de análisis y diseño estructural y un lenguaje de programación, evidentemente debe ser diseñado en base a las características de funcionamiento de una interfaz entre los dos programas, basándose fundamentalmente en las funciones que nos permiten esta interacción entre estos. En este caso los programas involucrados, como se ha mencionado con anterioridad son SAP2000 (2016) y Matlab (2010). De forma general, los pasos fundamentales o generales quedan reflejados en el diagrama de flujo de la Figura 7.

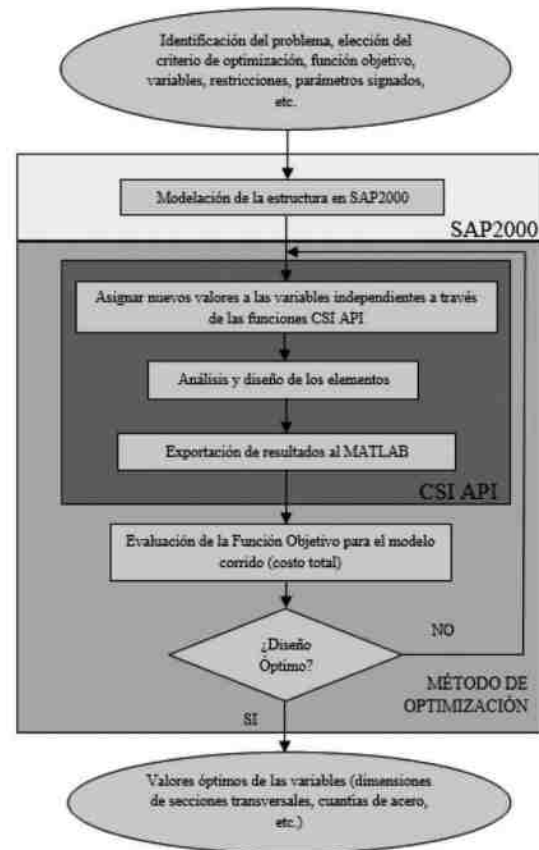


Figura 7: Diagrama de flujo general del algoritmo de solución al problema del diseño óptimo de pórticos planos utilizando CSi API

## Elección del método de optimización

El empleo de la CSi API SAP2000-Matlab para resolver problemas de optimización, abarcó la optimización de un pórtico plano de hormigón armado (Negrin, 2016), donde, debido a la limitada cantidad de aspectos que se tuvieron en



cuenta, la función objetivo resultaba relativamente sencilla (Figura 8a) y al problema se le daba solución mediante los métodos clásicos (programación no-lineal).

En la presente investigación se han incluido aspectos como: incrementar el número de luces y niveles, trabajar con el área real del refuerzo y no con el área de refuerzo de cálculo y realizar un despiece y corte de barras, lo cual como se muestra en la Figura 8b, complejizó la superficie de respuesta de la función objetivo.

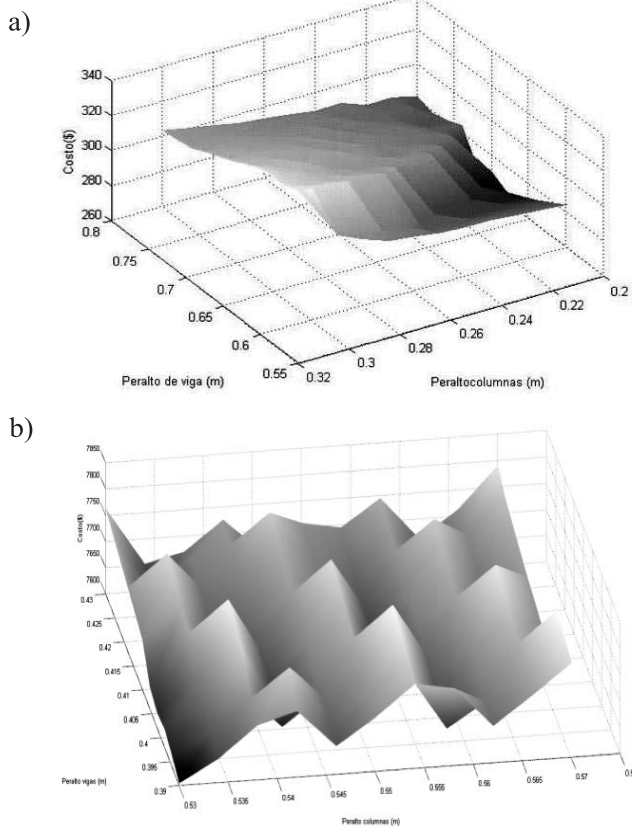


Figura 8: Incremento de la complejidad de la función objetivo: a) antes y b) después

En las superficies de respuesta mostradas en la Figura 8, se puede apreciar como en estudios previos la función es más suave, con una pendiente marcada, mientras que en la función actual se observa la presencia de muchos óptimos locales, lo cual inhabilita el uso los métodos clásicos.

El primer paso fue aplicar GA, con todas sus opciones por defecto, obteniendo soluciones bastante diferentes y en un tiempo prolongado. Luego de modificar algunas de estas opciones como: establecer una población inicial, basada en la concentración de puntos iniciales (población inicial) en

la región común de los intervalos óptimos de las variables obtenidos en investigaciones previas (Figura 9), establecer la selección por torneo *tournament* o el cruzamiento mediante el punto intermedio *intermediate*, se lograron resultados satisfactorios, disminuyendo considerablemente el tiempo de cómputo y estabilizando los resultados finales.

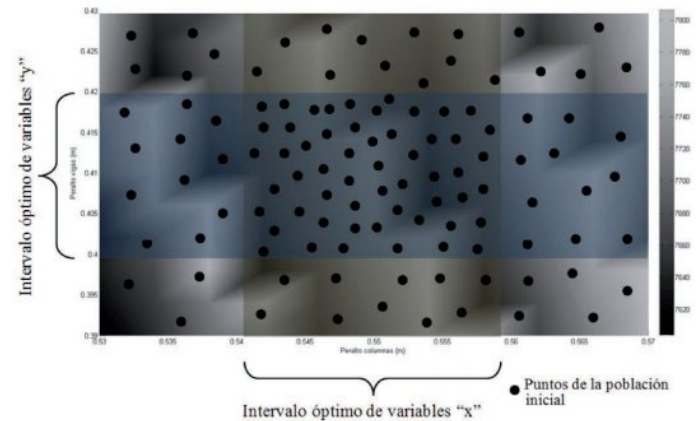


Figura 9: Población inicial brindada a GA

A pesar de esto, estos resultados obtenidos no coincidían en muchas ocasiones. Los GA no garantizan que el punto encontrado sea el óptimo global de la función (Figura 10). Si habiendo una certeza empírica que ese punto está muy cerca del óptimo global, para este tipo de problemas de relativa poca complejidad, es decir, que el algoritmo empieza a desechar soluciones, concentrándose en la zona donde se encuentran las mejores.

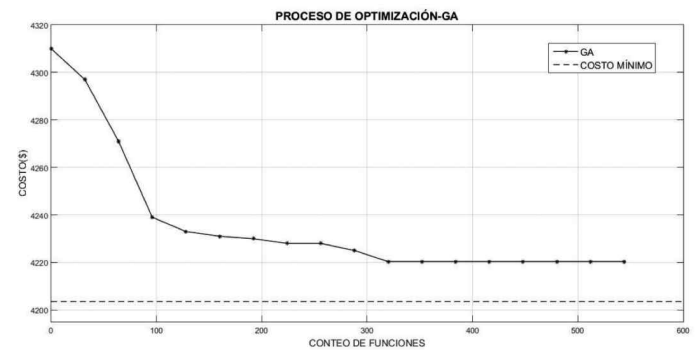


Figura 10: Proceso de optimización mediante GA

Esto da paso a la utilización de un algoritmo heurístico de búsqueda local, en este caso el algoritmo Nelder-Mead, el cual parte con el punto inicial obtenido con GA hasta obtener el costo mínimo de la estructura y los correspondientes valores óptimos de las variables.

Como se puede apreciar en la Figura 11, con la hibridación de estos dos métodos se pudo dar solución al problema planteado, ya que GA garantiza encontrar, generalmente, de entre los huecos que tiene la función objetivo, el que posee la mayor profundidad (óptimo global) y establecer un punto muy cercano a este, el cual sirve de partida al algoritmo Nelder-Mead que continúa la búsqueda hasta llegar al diseño que acarrea el costo mínimo de la estructura.

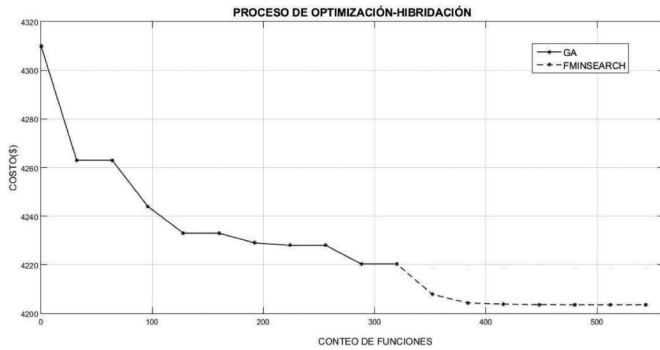


Figura 11: Proceso de optimización utilizando la hibridación entre GA y Nelder-Mead

## Resultados de la optimización

Para la obtención de los resultados del proceso de optimización se hace énfasis en tres aspectos: relación luz libre del pórtico/peralte total óptimo en vigas ( $L/h_{opt}$ ), cuantía geométrica económica de acero a tracción en vigas ( $\rho_{geom-econ}$ ) y relación peralte/ancho óptimo en columnas, este último relacionado con el uso de columnas rectangulares. De manera general, todos los datos están asociados con la luz libre del pórtico, debido a la dependencia de todos estos aspectos con esta característica geométrica.

Para la obtención de todos estos datos se optimizaron pórticos de una, dos y tres luces, con uno y dos niveles, donde la luz libre  $L$  es de 4-6-8 m y la altura de los niveles es  $H1 = 4$  m y  $H2 = 3.5$  m, siendo  $H1$  y  $H2$  las alturas de los primeros y segundos niveles respectivamente (Figura 12). En todos los casos, los vínculos a tierra se consideraron empotrados.

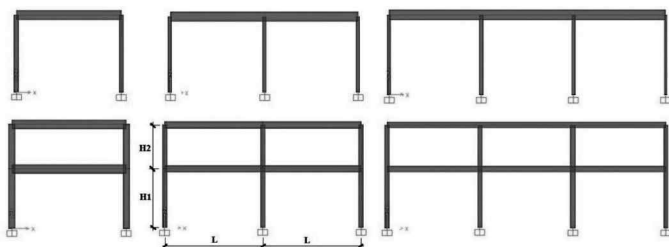


Figura 12: Variantes de pórticos optimizados

## Peralto óptimo en vigas

Como se puede apreciar en la Figura 13, hay una tendencia a aumentar la relación  $L/h$  con el aumento de  $L$ , como es lógico, aunque la pendiente de las curvas tiende a ir disminuyendo debido a que al aumentar  $L$  también aumenta el peralte óptimo. Destacar aquí que  $h$  es el peralte total de las vigas. Por otra parte, en estructuras de 2 niveles la relación aumenta, debido a que son estructuras más complejas, donde cada viga de manera individual pierde influencia en la rigidez de la estructura completa, aspecto fundamental por el cual en este tipo de estructuras se obtienen peraltes relativamente grandes. Cuantitativamente los valores de  $L/h_{opt}$  oscilan en un intervalo entre 8.5 y 13.5 aproximadamente.

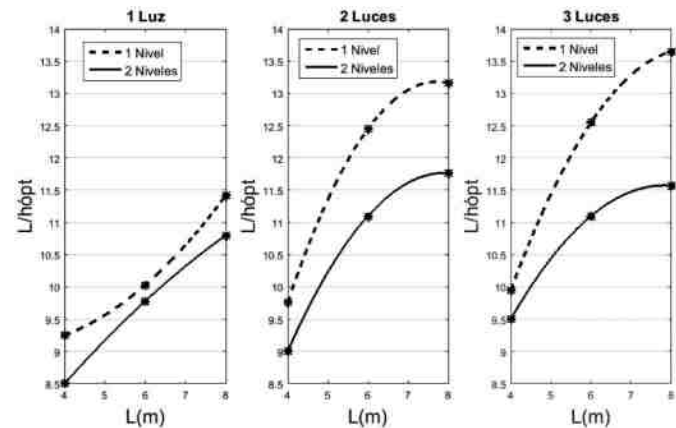


Figura 13: Gráficos de la relación  $L/h_{opt}$  versus  $L$  en vigas

## Cuantía geométrica económica (óptima) en vigas

Para este caso la tendencia es similar que el caso anterior (Figura 14), donde, con un aumento de  $L$  también existe un aumento de la cuantía geométrica, que es la relación entre áreas de acero y efectiva de la sección de hormigón, expresado en %. Cuantitativamente los valores se encuentran entre 0.6 y 1.5%.

## Relación peralte-ancho óptimo en columnas

El uso de columnas rectangulares es un tema interesante. Para este caso, donde se trabaja con pórticos planos, sólo existirán solicitaciones en dos direcciones, por lo que, evidentemente, el peralte quedará en la dirección longitudinal del conjunto estructural, para tener mejor respuesta a las solicitaciones que aparecen en esa dirección, debido fundamentalmente a la carga de viento y las que provienen de las vigas, provocando momento

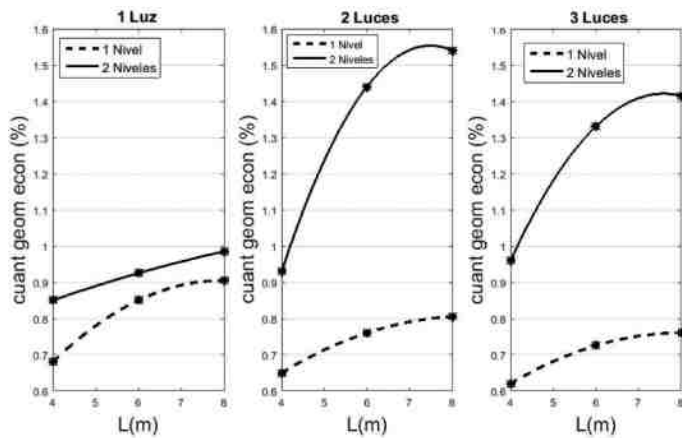


Figura 14: Gráficos de la relación de cuantía geométrica económica versus  $L$  en vigas

flector (columnas exteriores). Como se aprecia en los gráficos de la Figura 15, para estructuras de dos niveles las relaciones son mayores, debido a que existe un incremento evidente de carga axial y con esto un aumento de la sección transversal de las columnas, y, como se ha concluido en investigaciones previas, lo más económico es mantener el ancho el mínimo posible por especificaciones, por lo que se concluye aumentando el peralte. Por otra parte, al aumentar la luz libre del pórtico también hay un incremento de la relación, o lo que es lo mismo, un aumento del peralte económico, para enfrentar las solicitaciones que aumentan, principalmente el momento flector transmitido de vigas a columnas. En cuanto a valores se refiere, las relaciones peralte/ancho óptimo oscilan entre 1.02 y 1.80, con la tendencia explicada anteriormente.

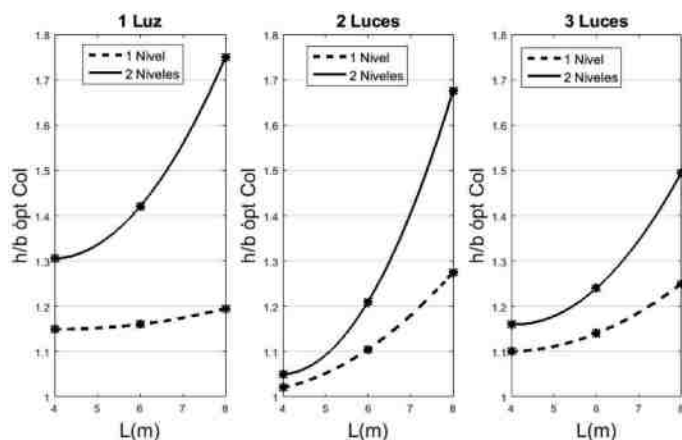


Figura 15: Gráficos de la relación peralte total/ancho económico en columnas versus  $L$

## Comparación con trabajos precedentes

La idea de realizar la optimización del conjunto estructural completo y no de los elementos aislados comenzó en (Negrin, 2010), donde se optimizó el diseño estructural de dos pórticos conformados por viga, columnas y cimientos, cada uno con una luz de 7 m y con alturas de 6 y 4 m para tener en cuenta el predominio de carga de viento en un caso y de carga permanente y de uso en el otro, denominados a partir de ahora pórtico tipo I para el primer caso y pórtico tipo II para el segundo. Los pórticos tipo III y IV son los de esta investigación (Figura 16). Se incluyeron factores como reducción de inercia por fisuración, análisis de segundo orden y sobre todo la interacción suelo-estructura, considerando la cimentación sobre apoyos elásticos mediante la hipótesis de resortes de Winkler. En el trabajo se estudió la influencia de las diferentes variables sobre el costo total de la estructura: peralte de la viga, peralte de la columna, resistencia a compresión del hormigón, profundidad de cimentación y rectangularidad de cimientos. El tipo de suelo utilizado fue el número 1 (Tabla 1).

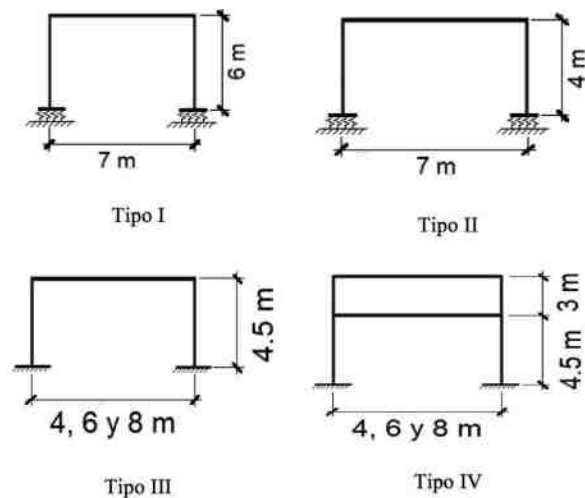


Figura 16: Pórticos tipo I, II, III y IV

Posteriormente Negrin (2014) extendió el trabajo, donde se optimizó el diseño de un pórtico tipo I, la diferencia radicó en el enfoque, el cual se centró en el tipo de suelo sobre el cual se apoyaba la estructura, y la influencia de sus características en el diseño óptimo de los elementos que componen el conjunto. Las variables analizadas fueron las mismas estudiadas en los ejemplos previos. Los suelos utilizados fueron el 2, 3 y 4 (Tabla 1).

Tabla 1: Características de los suelos utilizados en Negrin (2010, 2014)

Suelo	$\phi$ , °	$c$ , kPa	$E$ , MPa	$\gamma$ , kN/m <sup>3</sup>	$\mu$	$\beta$ , °	Descripción
1	8	60	12	19.0	0.40	76	Suelo limo arenoso, limo, arcilla arenosa y arcilla con $IL > 0.50$
2	20	30	20	18.0	0.35	63	Suelo limo arenoso, limo, arcilla arenosa y arcilla con $IL \leq 0.25$
3	32	10	15	17.5	0.30	56	Suelo arenoso muy fino: seco y húmedo
4	43	5	35	18.0	0.23	45	Suelo gravoso, gravo arenoso y arenoso: grueso a medio.

$\phi$ : ángulo de fricción interna;  $c$ : cohesión;  $E$ : módulo de Young;  $\gamma$ : peso unitario;  $\mu$ : razón de Poisson;  $\beta$ : ángulo de la excavación para el cual el talud tiene estabilidad durante la construcción de la cimentación, lo cual define el volumen de suelo a excavar;  $IL$ : índice de liquidez del suelo

Aunque las investigaciones tienen enfoques distintos, tocan puntos comunes como la relación luz/peralte óptimo, lo cual se tratará de reflejar en el gráfico de la Figura 17, donde se toman los resultados de la presente investigación para pórticos de una luz, con uno y dos niveles (tipo III y VI) y se introducen los resultados obtenidos por Negrin (2010, 2014), en el primer caso para los pórticos tipo I y II, con la correspondiente resistencia a compresión utilizada (25 y 30 MPa) y el tipo de suelo 1, y en el segundo caso pórticos tipo I, con  $f'_c = 25$  MPa, con los tipos de suelo 2, 3 y 4.

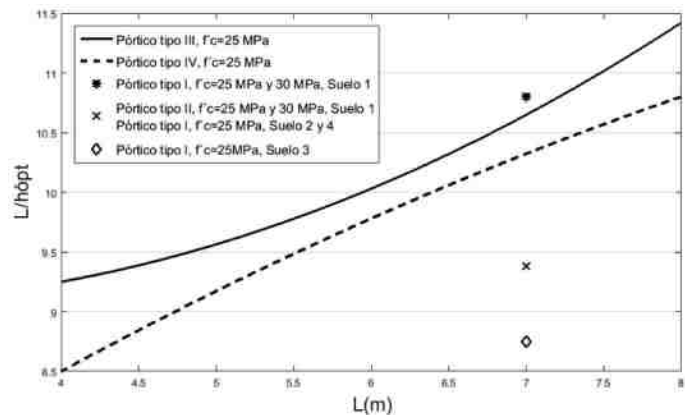


Figura 17: Comparación de valores de la relación  $L/h_{opt}$  versus  $L$  (m) para diferentes pórticos, resistencia a compresión del hormigón  $f'_c$  y tipos de suelo (donde se tiene en cuenta la interacción suelo-estructura ISE)

Como se puede apreciar en la Figura 17, los resultados de las investigaciones previas quedan dentro de los intervalos obtenidos en este trabajo. Estos últimos se representan en

forma de curvas, debido a que se utilizaron varios valores de  $L$ , mientras que los realizados por Negrin (2010, 2014), se introducen en forma de puntos, ya que los pórticos optimizados tenían una  $L$  constante de 7 m.

De forma general, se puede decir que, en los resultados actuales, hay un aumento de la relación  $L/h_{opt}$  debido a la influencia del peralte de las vigas en la rigidez de la estructura, quedando, para estructuras que tienen en cuenta la ISE, peraltos óptimos mayores y la correspondiente disminución de la relación. El resumen de la comparación se puede apreciar en la Tabla 2, con los resultados obtenidos por diferentes autores y los posibles motivos de la diferencia.

Tabla 2: Comparación de resultados de  $L/h$  y cuantía óptima con autores precedentes

Autor	$L/h$ óptima	$\rho_{geométrica}$ óptima %	Observaciones
Negrin (2019)	8.5-13.5	0.6-1.5	Pórticos de 1 y 2 niveles, con 1, 2 y 3 luces, considerando reducción de inercia por fisuración y análisis de segundo orden, sin considerar ISE y sin incluir cimientos en costo. Propiedades de los materiales: $f'_c = 25$ MPa, $f_y = 300$ MPa. Costos actuales de Cuba.
Negrin (2016)	8.5-11	0.8-0.99	Pórticos planos, considerando reducción de inercia por fisuración y análisis de segundo orden, sin considerar ISE y sin incluir cimientos en costo. Propiedades de los materiales: $f'_c = 25$ MPa, $f_y = 300$ MPa. Costos actuales de Cuba.
Negrin (2014)	8-11	-	Pórticos planos, considerando reducción de inercia por fisuración y análisis de segundo orden, incluyendo ISE y costos de cimentación. Propiedades de los materiales: $f'_c = 25-30$ MPa, $f_y = 420$ MPa. Costos actuales de Cuba.
Negrin (1987)	10-12	0.59-1.53	Vigas aisladas, sin considerar reducción de inercia por fisuración ni análisis de segundo orden, $f'_c = 21$ MPa, $f_y = 280$ MPa. Costos de Honduras (país importador de acero).
Castellanos (2000)	10-12	-	Vigas aisladas, sin considerar reducción de inercia por fisuración ni análisis de segundo orden, $f'_c = 25$ MPa, $f_y = 300$ MPa. Costos de Cuba de 1999.
Borda y Rodríguez (2010)	16-18	0.33-0.68	Estructura aporticada de dos niveles, optimización de elementos por separados. Propiedades de los materiales: $f'_c = 25$ MPa, $f_y = 420$ MPa. Costos de Bolivia.

## Conclusiones

Para resolver problemas de optimización de conjuntos estructurales, se debe tener muy bien definidos: el criterio de optimización que responda a las necesidades o intereses del proyectista, las variables que verdaderamente influyan en el diseño de todos los elementos que compongan el conjunto, los parámetros asignados que lógicamente influirán en la solución final, todas las restricciones posibles que limiten el movimiento de las variables y el o los métodos de optimización que satisfagan las exigencias del problema.

Los algoritmos genéticos GA son métodos eficientes, realizando los ajustes oportunos en sus mecanismos de trabajo, pero no garantizan encontrar el óptimo global de la función objetivo, aunque si hay una certeza empírica de que el punto encontrado está cercano a este (para problemas relativamente sencillos como los de esta investigación), el cual, con una mezcla o hibridación con otros métodos eficientes de búsqueda local, en este caso el algoritmo Nelder-Mead, puede ser encontrado. Además, se puede manejar la opción eficiente de brindar una población inicial a los GA, ya sea como en este caso, mediante intervalos óptimos de las variables, obtenidos de investigaciones previas, o utilizando otro método para generar esta población; logrando así obtener un método robusto de optimización estructural.

Por otra parte, los resultados estructurales más significativos obtenidos para los costos en Cuba y las demás condiciones del problema analizado, son: en vigas, la relación  $L/h$  está en el orden de 8.5 a 13.5, mientras que la cuantía geométrica óptima de acero en tracción oscila entre un 0.6 y un 1.5 %, siendo el valor más pequeño correspondiente a pórticos de menor luz libre, menor cantidad de luces y niveles, y viceversa; en columnas se recomienda el uso secciones rectangulares en la dirección longitudinal, con relación peralte/ancho entre 1.05 y 1.8, aumentando esta relación para pórticos de más niveles, luces y mayor luz libre, manteniendo siempre el menor ancho posible por especificaciones constructivas o de diseño.

Finalmente, comparando los resultados con otros obtenidos en la optimización de pórticos planos de hormigón armado considerando la ISE, e incluyendo los costos de cimentación en la función objetivo, se pudo comprobar que los resultados óptimos difieren de manera significativa

con los obtenidos en esta investigación, indicando que la ISE y la inclusión de la cimentación son aspectos, que no deben ser soslayados durante la formulación del problema de optimización de conjuntos estructurales.

## Recomendaciones

A manera de recomendación se debe analizar la posibilidad de utilizar más métodos de optimización global, utilizando además hibridaciones fuertes con el propósito de obtener un método robusto de optimización, pudiéndose incluir dentro del algoritmo, un meta modelo (redes neuronales) que garanticen una convergencia más rápida del método.

En cuanto a la modelación: la inclusión de la ISE y el diseño y costo de la cimentación dentro del costo total del conjunto estructural, como función objetivo, deben tenerse en cuenta por su influencia en el comportamiento de la estructura modelada y en la función objetivo.

## Agradecimientos

Se agradece la contribución de dos proyectos de colaboración internacional financiados por el Consejo Interuniversitario Flamenco VLIR (SI-VLIR Computational Techniques for Engineering Applications y TEAM-VLIR Vibration Assessment of Civil Engineering Structures), en los cuales se desarrollaron cursos de posgrado sobre métodos numéricos, optimización, dinámica estructural y otras temáticas afines, así como la utilización de software. Se agradece la contribución del Profesor Dr. Dirk Roose del Departamento de Ciencias de la Computación, y los Profesores Dr. Geert Lombaert, Dr. Stijn Françoise y Dr. Kristof Maes del Departamento de Ingeniería Civil, de la Universidad Católica de Leuven, en Bélgica. A todos nuestro sincero reconocimiento y agradecimiento por su aporte desinteresado y el conocimiento transferido, que hizo posible este y otros trabajos.

## Referencias

- Aligia, A. (2017). Algoritmos genéticos utilizando Matlab. Inteligencia Artificial I. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Cuyo, Mendoza, Argentina
- Borda, J.L. y Rodríguez, G. (2010). Optimización de secciones transversales de pórticos de hormigón armado mediante uso de la técnica de programación cuadrática secuencial SQP. *Mecánica Computacional* 25, 9719-9738

- Carretero López, F. (2010). *Optimización global con algoritmos genéticos*. Trabajo final de carrera, Escuela Politécnica Superior de Catalunya, España
- Castellanos, J. (2000). *Procedimiento general para el diseño óptimo de estructuras. Aplicaciones en vigas de H.A.* ISPJAE-Tesis de grado de Doctor en Ciencias Técnicas, Ciudad Habana, Cuba
- Chagoyén, E.L. (2016). Apuntes curso de posgrado CSi OAPI SAP 2000 - Matlab. Universidad Central Marta Abreu de Las Villas, Cuba
- Chagoyén, E.L. y Hernández, J.J. (2010). Influencia de distintos factores en la modelación, análisis y diseño automatizado de estructuras de hormigón. *Noveno Simposio Internacional de Estructuras, Geotecnia y Materiales de Construcción*, noviembre 2010, Santa Clara, Villa Clara, Cuba
- Cujía, Y.D. (2010). *Computación en paralelo aplicada a la optimización del diseño estructural: estado del arte*. Proyecto de título de Ingeniero Civil, Universidad Industrial de Santander, Colombia
- Gómez, S., Paiño, D. y Vélez, C. (2012). Variante del método de Nelder & Mead para optimización de funciones multivariadas. *Cuaderno ACTIVA* **4**, 62-73
- Maes, K., Lombaert, G., Van Nimmen, K., Papadopoulos, M. and de Roeck, G. (2017). Model updating in structural dynamics. Post-graduate course notes, team-VLIR project VIBRAS, 6 - 10 February 2017, Universidad Central Marta Abreu de Las Villas, Santa Clara, Cuba
- Matlab (2010). The MathWorks, Inc. «*MathWorks - Matlab & Simulink*». la.mathworks.com
- Medina Torri, F. (1996). *Cargas de edificaciones y obras de ingeniería*. Tomos I y II. 2<sup>da</sup> Edición. Editorial Félix Varela, La Habana, Cuba
- NC 283 (2003). Densidad de los materiales. Oficina Nacional de Normalización, Comité Estatal de Normalización. La Habana, Cuba
- NC 284 (2003). Cargas de uso. Oficina Nacional de Normalización, Comité Estatal de Normalización. La Habana, Cuba
- NC 285 (2003). Carga de viento. Método de cálculo. Oficina Nacional de Normalización, Comité Estatal de Normalización. La Habana, Cuba
- Nelder, J.A. and Mead, R. (1965). A simplex method for function minimization. *The Computer Journal* **7**(4), 308-313
- Negrin, I.A. (2019). *Herramienta para el diseño óptimo de conjuntos estructurales "DOCE". Aplicaciones*. Tesis de maestría, Universidad Central Marta Abreu de las Villas, Cuba
- Negrin, I.A. (2016). *Optimización de conjuntos estructurales considerando los factores usualmente ignorados en la modelación usando la OAPI SAP2000-MATLAB*. Proyecto de título (diploma) de Ingeniero Civil, Universidad Central Marta Abreu de Las Villas, Cuba
- Negrin, A. (2014). *Optimización de conjuntos estructurales de edificios aporticados de hormigón armado*. Tesis de maestría, Universidad Central Marta Abreu de Las Villas, Cuba
- Negrin, A. (2010). *Optimización de conjuntos estructurales de edificios aporticados de hormigón armado*. Proyecto de título de Ingeniero Civil, Universidad Central Marta Abreu de Las Villas, Cuba
- Negrin, A.R. (2005). Un enfoque general sobre diseño óptimo de estructuras. Boletín Estadístico de la Construcción. Cámara Hondureña de la Construcción. Tegucigalpa, Honduras, 12-14
- Negrin, A.R. (1987). *Proyección óptima de elementos de hormigón armado a compresión no centrada*. Tesis doctoral, Instituto de Ingeniería de la Construcción de Kiev, República Socialista Soviética de Ucrania
- Osman, I.H. and Kelly, J.P. (1996). Meta-heuristics: an overview. In *Meta-heuristics. Theory and applications*. Springer, 1-21
- Payá, I. (2007). *Optimización heurística de pórticos de edificación de hormigón armado*. Tesis doctoral, Universitat Politècnica de València, España
- Roose, D. (2017). Numeric simulation. Post-graduate course notes, Universidad Tecnológica de La Habana CUJAE, La Habana, April 2017.
- SAP2000 (2016). Structural Analysis Program. Integrated software for structural analysis and design, v.19. Computers and Structures Inc., Berkeley
- Zapatero, M.J., Alegre, J. y Pacheco, J. (2011). Análisis de algunas metaheurísticas creadas a partir de "Optimización Gravitatoria". *Anales de ASEPUMA* **19**: 0902, 1-16



# Seismic shear demands in columns of RC frames accounting for dynamic amplification effects

Demandas sísmicas de corte en columnas de marcos de hormigón armado incluyendo efectos dinámicos

Fecha de entrega: 28 de octubre 2019  
Fecha de aceptación: 19 de noviembre 2019

Patricio Quintana Gallo

Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Valparaíso, General Cruz 222, Piso 4, Valparaíso, Chile, patricio.quintana@uv.cl

*This article presents a numerical study on the shear force demands suffered by columns of reinforced concrete (RC) frames subjected to seismic actions. The paper examines well established capacity-based design procedures which account for dynamic amplification effects via the dynamic magnification factor  $\omega_v$ , which multiplies the static shear demands resulting from the development of the beam flexural strengths. It also reviews the prescriptions of the New Zealand Standard NZS3101, which requires  $\omega_v = 1.3$  for columns of intermediate storeys. Using the results of nonlinear dynamic analyses (NLDA) of a model representing one of the main directions of a 12-storey building structured with RC walls and special moment resisting frames designed per NCh433 and ACI318, the paper shows the calculated values of  $\omega_v$  for different column types and storey level, as subjected to a set of 13 earthquake records. The results show that  $1.0 < \omega_v < 1.3$  in the great majority of the cases, suggesting that the limit  $\omega_v = 1.3$  would be appropriate in this particular case. However, it cannot be considered a conservative upper bound in a conclusive way, because values as large as 1.6 were predicted in some of the cases. Acknowledging that no dynamic amplification effects are included in the calculation of the capacity-based shear demands for columns of frames according to ACI318 (current 2019 edition), it is proposed that the recommendation of NZS3101 (2006), which cover such effects, are included in the upcoming edition of the Chilean Standard NCh430.*

*Keywords: reinforced concrete (RC), seismic shear demands, columns, dynamic amplification*

*Este artículo presenta un estudio numérico sobre las demandas de corte sufridas por columnas de marcos de hormigón armado sujetas a acciones sísmicas. El trabajo examina procedimientos bien establecidos de diseño al corte por capacidad que incluyen efectos de amplificación dinámica mediante el factor  $\omega_v$ , que multiplica la fuerza de corte estática asociada al desarrollo de la resistencia en flexión de las vigas. También revisa los requisitos de la norma neozelandesa NZS3101 que requiere usar  $\omega_v = 1.3$  para columnas de pisos intermedios. Usando los resultados de análisis dinámicos no-lineales de un modelo que representa una de las direcciones principales de un edificio de 12 pisos estructurado con muros y marcos de hormigón armado diseñados según NCh433 y ACI318, el artículo muestra los valores calculados de  $\omega_v$  para distintos tipos de columnas y pisos, cuando es sometido a un set de 13 registros sísmicos. Los resultados indicaron que  $1.0 < \omega_v < 1.3$  en la gran mayoría de los casos, sugiriendo que el límite  $\omega_v = 1.3$  sería apropiado en este caso. Sin embargo, este valor no puede considerarse una cota superior dado que en algunos casos se obtuvo valores de hasta 1.6. Reconociendo que el efecto de amplificación dinámica no se incluye en el cálculo de la demanda de corte por capacidad estipulada por ACI318 (incluyendo su edición 2019), se propone que se consideren los requisitos de la norma neozelandesa NZS3101 para ser incluidos en los requerimientos de la norma chilena NCh430.*

*Palabras clave: hormigón armado, demandas sísmicas de corte, columnas, amplificación dinámica*

## Introduction

Seismically induced shear demands expected for reinforced concrete (RC) structural members have been broadly studied in the past. Amongst research involving such topic, the work done at the University of Canterbury, synthesized

in Paulay and Priestley (1992), sets up a paramount milestone when formally defining capacity-based seismic design for RC walls and frames. The virtue of this design philosophy is the seeking for independence from the seismic demand, when acknowledging the complexity of

the earthquake phenomenon (Paulay, 1983).

This nowadays well-known design philosophy was firstly incorporated in the New Zealand RC design standard NZS3101 (1995). In particular, the capacity design principles and formulations for shear are provided for wall, frame, and wall-frame buildings. Such principles include considerations on the hierarchy of the strengths within the system to impose a desired inelastic mechanism and failure mode. Static equilibrium of the internal forces and moments, resulting from deflections which impose such mechanism, are used for relating the flexural capacity of critical sections of walls or beams and columns to the shear force demand in walls, columns, beams, and beam-column joints, as corresponds. Further, the shear demands obtained with consideration on statics, are amplified to account for dynamic effects (see *e.g.* Goodsir *et al.*, 1983 and Quintana Gallo 2008, 2018).

The code ACI318 (1995) on the other hand, had traditionally not used this method, except for frames, in a simplified version, included from the 1995 edition onward. For structural walls, the ACI318 code included a smaller reduction factor for shear resistance under seismic actions of 0.6 (instead of the normal 0.85), but the required seismic shear  $V_u$  was still obtained with a code-prescribed elastic analysis. The ACI318 (2019) version, however, requires the use of a capacity-based design for shear, adopting what is stipulated in the New Zealand standard NZS3101 (2006), with minor modifications, such as: (1) the use of a minimum over-strength factor  $\Omega_0 = M_p/M_u = 1.5$ ; and (2) a limit of  $3V_u$  for the shear obtained with the procedure. The dynamic amplification factor  $\omega_v$  is included using the same expression of Paulay and Priestley (1992) and NZS3101, *i.e.* as a function of the number of stories  $n$  and with a maximum value of 1.8. This constitutes an evident improvement in the rationality of the procedure used for estimating the shear demands on walls, which affects Chile, as the code prescriptions of ACI318 have been traditionally adopted for the design of RC structures in such country, with minor supposedly well-backgrounded exceptions and alternative procedures stated in the Chilean RC code NCh430 (2008).

For frames, in turn, ACI318 (2019) does not include new features, besides a more rational explanation of the calculations involved in the design of beam-column joints.

This is, the part of the original and NZS3101 formulations related to dynamic amplification effects that is still not adopted. Dynamic amplification affects two aspects of the design of a frame: (1) securing of the strong column-weak beam principle in beam column joints (desired hierarchy of strengths); and (2) the calculation of the shear forces in columns.

To investigate if the amplification of the shear forces of special moment resisting frames, part of wall-frame buildings in particular, this work presents the results of a series of non-linear dynamic analyses (NLDA) of a 12-storey ideal building structured with T-shaped walls and special moment resisting frames, designed per the Chilean seismic code NCh433 (1996) and ACI318 (2005), part of the work presented in Quintana Gallo (2008). The results of the NLDA, obtained for several earthquake records, show how the shear demand obtained with purely static capacity-design considerations is exceeded in most of the cases. The results also show that the dynamic amplification factor required by NZS3101 seems appropriate, but not in all of the cases.

## Static capacity-based shear demand Columns of intermediate storeys

The shear demands in the top and bottom columns of intermediate storeys (*i.e.* not the first and top levels) are related to the shear demands in the beams framing into the columns by static equilibrium considerations. Figure 1 presents the free-body equilibrium diagram of an interior beam-column joint, drawn to match the inflexion points of beams and columns under equivalent lateral forces (denoted with the subscript “E”), such that  $I_{i,c}^T$ ,  $I_{i,c}^B$ ,  $I_{i,b}^L$ , and  $I_{i,c}^R$  correspond to the distance from the point of contraflexure at the top and bottom columns, and left and right-hand side beams, to the intersection of the centrelines, respectively. With reference in Figure 1, by equilibrium of horizontal and vertical forces:

$$V_{E,c}^T = V_{E,c}^B = V_{E,c} \quad (1)$$

$$V_{E,b}^L - V_{E,b}^R = \Delta N_E \quad (2)$$

where  $V_{E,c}^T$  and  $V_{E,c}^B$  are the shear forces at the top and bottom columns, respectively (both equal to  $V_{E,c}$ , since differences in the axial load of the beams are neglected),



$V_{E,b}^L$  and  $V_{E,b}^R$  are the shear forces at the left and right-hand side beams, respectively. The term  $\Delta N_{E,c}$  is the axial load variation in the column, and corresponds to the difference between the shear in the beams at both sides of the column. Note that the axial load in the top column,  $N_{E,c}^T$  is assumed not to change due to gravity effects introduced at the floor level due to the weight of the slab or others.

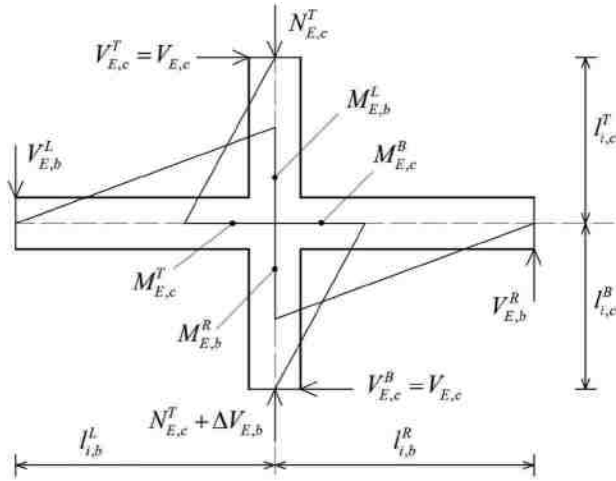


Figure 1: Free-body equilibrium in an interior beam-column joint

As in general  $l_{i,c}^T \neq l_{i,c}^B$ , the top/column moments at the intersection with the beams (measured at the centrelines),  $M_{E,c}^T$  and  $M_{E,c}^B$ , are not necessarily identical. In fact,  $l_{i,c}^T = l_{i,c}^B$  occurs only when  $M_{E,c}^T = M_{E,c}^B$ , because as  $V_{E,c}^T = V_{E,c}^B$ ,  $l_{i,c}^T/l_{i,c}^B = M_{E,c}^T/M_{E,c}^B$  must be respected. By equilibrium of moments relative to the centre of the joint, equation (3) is obtained:

$$V_{E,c} = \frac{V_{E,b}^L l_{i,b}^L + V_{E,b}^R l_{i,b}^R}{(l_{i,c}^T + l_{i,c}^B)} \quad (3)$$

Additionally, it holds that  $V_{E,b}^L l_{i,b}^L = M_{E,b}^L$  and  $V_{E,b}^R l_{i,b}^R = M_{E,b}^R$ , which replaced in (3) leads to (4):

$$V_{E,c} = \frac{M_{E,b}^L + M_{E,b}^R}{(l_{i,c}^T + l_{i,c}^B)} \quad (4)$$

Equation (4) relates the shear in the columns as a function of the moments in the beams and the inflexion-point lengths, measured at the centreline of the column. To refer the beam moments to the faces of the column (with cross-section height  $h_c$ ), it is recalled that the slope of the moment diagram along the beams corresponds to the shear force, such that:

$$M_{E,b}^{R,f} = M_{E,b}^R - V_{E,b}^R h_c/2 \quad (5)$$

$$M_{E,b}^{L,f} = M_{E,b}^L - V_{E,b}^L h_c/2 \quad (6)$$

In equations (5) and (6) the  $f$  in the superscript refers to ‘face’ (of the column). Using these expressions instead of  $M_{E,b}^L$  and  $M_{E,b}^R$  in (4) leads to equation (7):

$$V_{E,c} = \frac{M_{E,b}^L + M_{E,b}^R - h_c \left( \frac{V_{E,b}^L + V_{E,b}^R}{2} \right)}{(l_{i,c}^T + l_{i,c}^B)} \quad (7)$$

The calculation of  $V_{E,c}$  with (7) requires knowledge of the shear in the beams, which in turn depends on the moments at the other beam ends. To examine the magnitude of this term, it is assumed that the moments at such ends are equal to the moments at the opposite face of the columns under investigation, and that the beam spans are identical and equal to  $l_b$  (measured to the centrelines). Under this assumptions, it holds that  $V_{E,b}^L = (M_{E,b}^L + M_{E,b}^R)/l_b$  and  $V_{E,b}^R = (M_{E,b}^R + M_{E,b}^L)/l_b$ . Replacing these expression in (7) yields:

$$V_{E,c} = \frac{(M_{E,b}^L + M_{E,b}^R)(1 - h_c/l_b)}{(l_{i,c}^T + l_{i,c}^B)} \quad (8)$$

The term  $h_c/l_b$  is normally small as the elements of a frame are slender by definition, but can be of relevance for short deep beams. In any case, neglecting such term is on the conservative side, and is dropped in the calculation of the shear force demands in the column. This is, (4) is preferred over (8). After the flexural capacity of the beams (including overstrength) has developed, the moments in the beams are known and are related to the moment required by the analysis according to (9) and (10):

$$M_{o,b}^R = \Omega_{o,b}^R M_{E,b}^R \quad (9)$$

$$M_{o,b}^L = \Omega_{o,b}^L M_{E,b}^L \quad (10)$$

where  $\Omega_{o,b}^L$  and  $\Omega_{o,b}^R$  are the flexural overstrength factors of the left and right-side beams, respectively. Note that these two values are not necessarily the same, as the overstrength factor is normally larger for negative than for positive moments, mostly due to the effect of the reinforcing steel of the floor slab. Replacing (9) and (10) into (4) leads to (11):



$$V_{E,c} = \frac{M_{o,b}^L / \Omega_{0,b}^L + M_{o,b}^R / \Omega_{0,b}^R}{(I_{i,c}^T + I_{i,c}^B)} \quad (11)$$

The shear in the column at beam flexural overstrength can be directly calculated using (12), which is analogous to (4).

$$V_{o,c} = \frac{M_{o,b}^L + M_{o,b}^R}{I_{i,c}^T + I_{i,c}^B} \quad (12)$$

To relate the elastic shear  $V_{E,c}$  to  $V_{o,c}$ , the overstrength factor  $\Omega_{0,c}$  is introduced, as defined in (13).

$$V_{o,c} = \Omega_{0,c} V_{E,c} \quad (13)$$

Combining equations (12) and (13),  $\Omega_{0,c}$  can be expressed as in (14):

$$\Omega_{0,c} = \frac{M_{o,b}^L + M_{o,b}^R}{M_{o,b}^L / \Omega_{0,b}^L + M_{o,b}^R / \Omega_{0,b}^R} \quad (14)$$

Further, replacing (9) and (10) into (14) leads to (15):

$$\Omega_{0,c} = \frac{M_{o,b}^L + M_{o,b}^R}{M_{E,b}^L + M_{E,b}^R} \quad (15)$$

NZS3101 (2006) allows using  $\Omega_{0,c}$  equal to the mean average of the beam overstrength factors,  $\Omega_{0,b}^{avg}$ , such that:

$$\Omega_{0,c} = \Omega_{0,c}^{avg} = (\Omega_{0,b}^L + \Omega_{0,b}^R) / 2 \quad (16)$$

Substituting (15) into (16) to impose such assumption, and using (9) and (10), leads to (17):

$$\frac{M_{E,b}^L \Omega_{0,b}^L + M_{E,b}^R \Omega_{0,b}^R}{M_{E,b}^L \Omega_{0,b}^R + M_{E,b}^R \Omega_{0,b}^L} = 1 \quad (17)$$

Equation (17) can be reduced to (18):

$$M_{E,b}^L = M_{E,b}^R \quad (18)$$

Hence, the assumption of NZS3101 (2006) stated in (16) is compatible with (15) only when the elastic moments required in the beams are identical. However, if such moments are different to each other,  $\Omega_{0,b}^{avg}$  can be smaller

than  $\Omega_{0,c}$  calculated per (17), depending on the ratio  $\Omega_{0,b}^L / \Omega_{0,b}^R$ . Referring the beam elastic moments and overstrength factors to the reference parameters  $M_{E,b}$  and  $\Omega_{0,b}$ , such that  $M_{E,b}^L = \alpha M_{E,b}^R = \alpha M_{E,b}$ , and  $\Omega_{0,b}^L = \beta \Omega_{0,b}^R = \beta \Omega_{0,b}$  (with  $\alpha > 1$  and  $\beta > 1$ ), equation (15) can be written as (19):

$$\Omega_{0,c} = \Omega_{0,b} \frac{(\alpha\beta + 1)}{(1 + \alpha)} \quad (19)$$

The parameter  $\Omega_{0,b}^{avg}$  in (16), on the other hand, is re-written as in (20):

$$\Omega_{0,b}^{avg} = \Omega_{0,b} \frac{(\beta + 1)}{2} \quad (20)$$

Dividing (19) into (20) to calculate the ratio  $\gamma = \Omega_{0,b} / \Omega_{0,b}^{avg}$  and evaluate how unconservative (16) can be, equation (21) is obtained.

$$\gamma = \frac{\Omega_{0,c}}{\Omega_{0,b}^{avg}} = \frac{2(\alpha\beta + 1)}{(1 + \alpha)(1 + 2)} \quad (21)$$

Numerical inspection of (21) leads to  $\gamma = 1.11$  for  $\alpha = 2$  and  $\beta = 2$ , and  $\gamma = 1.20$  for  $\alpha = 2$  and  $\beta = 4$ . Thus, using the recommendation of NZS3101 (2006) will provide a slightly smaller column overstrength factor than that obtained with (15) or (19) for normal cases, but might be unconservative for exceptional cases. Hence, it is recommended that the latter equations be directly used in the calculations.

Finally, for the particular case where  $M_{o,b}^L = M_{o,b}^R = M_{o,b}$ , (15) reduces to (22):

$$\Omega_{0,c} = \frac{2\Omega_{0,b}^L \Omega_{0,b}^R}{\Omega_{0,b}^L + \Omega_{0,b}^R} \quad (22)$$

If, additionally,  $M_{E,b}^L = M_{E,b}^R = M_{E,b}$ , implying that  $\Omega_{0,b}^L = \Omega_{0,b}^R = \Omega_{0,b}$ , equation (23) is obtained, which corresponds to the generic case presented in Paulay and Priestley (1992).

$$\Omega_{0,c} = \Omega_{0,b} \quad (23)$$

For the general case, combining (12) with (15) leads to (24):

$$V_{o,c} = \left( \frac{M_{o,b}^L + M_{o,b}^R}{M_{E,b}^L + M_{E,b}^R} \right) V_{E,c} \quad (24)$$



It is shown that for the calculation of  $V_{o,c}$  per (24), in addition to the beam flexural capacities, the elastic shear and moment demands obtained with the analysis ( $V_{E,c}$ ,  $M_{E,b}^L$ ,  $M_{E,b}^R$ ) are needed. On the other hand, (12) implies knowledge of  $l_{i,c}^B$  and  $l_{i,c}^T$ . Noting both equations are equivalent while (24) can be readily used in practice, for the scope of this work (12) is preferred because the location of the points of contra-flexure in the columns are used for including the dynamic effects as explained in the next section. The reference static capacity-based shear demand,  $V_{o,c}$ , is defined for the case where the points of contra-flexure are located at the mid-length of the columns, such that  $l_{i,c}^B = l_c^B/2$  and  $l_{i,c}^T = l_c^T/2$ , where  $l_c^B$  and  $l_c^T$  are the length of the bottom and top columns measured to the centrelines of the beams. Replacing these terms into (12) leads to (25):

$$V_{o,c} = \frac{M_{o,b}^L + M_{o,b}^R}{(l_c^T + l_c^B)/2} \quad (25)$$

For the particular case where  $l_c^B = l_c^T = h_s$ , with  $h_s$  the typical storey height, (25) becomes (26):

$$V_{o,c} = \frac{M_{o,b}^L + M_{o,b}^R}{h_s} \quad (26)$$

A reduced value of  $l_{i,c}^T$  and/or  $l_{i,c}^B$  from the reference value defined above implies an increase in the shear demand. This effect is accounted for via the estimation of the maximum dynamic amplification of the elastic moments in the columns as explained later on the paper.

### Columns of the first storey

For columns of the first level, the capacity-based shear required by NZS3101 (2006) is conservatively taken as if the column would develop its flexural overstrength at both ends, and further amplified by a factor of 1.15, acknowledging the catastrophic consequences of shear failure in the columns of the first storey. The required shear force for such columns is presented in (27):

$$V_{cap}^{1st} = \frac{1.15(M_{o,c}^B + M_{o,c}^T)}{L_n} \quad (27)$$

where  $L_n$  is the clear height of the column, and  $M_{o,c}^T$  and

$M_{o,c}^B$  are calculated with the axial load consistent with the inelastic mechanism (*i.e.* static loads plus the shear forces developed in the beams of all the storeys, see Figure 1). No dynamic amplification factors are required for this case.

### Sources of overstrength

According to ACI318 (2019), the resisting moments of the beams at overstrength should be taken as the (maximum) ‘probable’ moments  $M_{pr}^L$  and  $M_{pr}^R$ , and as the nominal moments  $M_{o,b}^L = M_{n,b}^L$  and  $M_{o,b}^R = M_{n,b}^R$  for intermediate frames. The probable moments are calculated with a yielding stress of the steel amplified by 1.25 times. Even though it is not totally clear what is the criteria for such increase, the fundamentals of capacity-based formulations claim for overstrength due to: (1) the inherent increase in the actual value of  $f_y$  compared to the specified nominal (characteristic) value, occurring at  $\epsilon_y$  axial deformation levels (0.2% for Grade 60 steel); and (2) and increase in the resisting stress of the reinforcing steel due to strain hardening effects, normally occurring at approximately 1% axial deformation (Park, 1996). According to Park (1996) and Andriano and Park (1986), for New Zealand steel, an increase of 17% should be expected for the real/nominal yielding stress effect, and of 8% due to strain hardening, summing up the 25% increase stipulated by ACI318. This effect is also included in NZS3101 (2006), section 2.6.5.5, but in a slightly different way which requires multiplying the nominal strength directly by  $\phi_0 = 1.25$ . Given the nature of the main source for overstrength of  $f_y$ , which occurs at small deformations, it could be argued that this effect should also be accounted for in intermediate frames of ACI318, if the justification of using  $M_n$  instead of  $M_{pr}$  is the smaller deformations they would suffer. Thus, is proposed that a factor in the order of 1.17 is used for intermediate frames, or a value for a specific reinforcing steel type, following procedures such as those used in Andriano and Park (1986).

### Dynamic magnification of static shear

Non-linear dynamic analyses of wall-frame and frame-only structures have showed that the static capacity-based shear force calculated with (12) is amplified due to dynamic effects (Paulay, 1983; Goodsir *et al.*, 1983; Paulay and Goodsir, 1986; Paulay and Priestley, 1992; Paulay, 1996; Priestley *et al.*, 2007). This amplification is related



to the dynamic magnification of the flexural moments in the column due to the effect of higher modes of vibration. Recalling that column-hinging is to be avoided above the ground level, the elastic moments developed at the ends of a column must firstly be multiplied by the overstrength factor  $\Omega_{0,c}$ . This is, the top and bottom column moments at flexural over-strength of the beams are given by equations (28) and (29), respectively.

$$M_{o,c}^T = \Omega_{0,c} M_{E,c}^T \quad (28)$$

$$M_{o,c}^B = \Omega_{0,c} M_{E,c}^B \quad (29)$$

Due to dynamic effects, such moments should be multiplied by the dynamic amplification factor  $\omega_f$  (Paulay and Priestley, 1992; Priestley *et al.*, 2007), such that the capacity-based column moments are obtained with (30) and (31).

$$M_{cap,c}^T = \omega_f \Omega_{0,c} M_{E,c}^T \quad (30)$$

$$M_{cap,c}^B = \omega_f \Omega_{0,c} M_{E,c}^B \quad (31)$$

As the shear in the top and bottom columns is the same, if  $l_{i,c}^B = l_{i,c}^T$ , it also holds that  $M_{cap,c}^B = M_{cap,c}^T = M_{cap,c}$  and  $M_{E,c}^B = M_{E,c}^T = M_{E,c}$ , which leads to the generic form of (32):

$$M_{cap,c} = \omega_f \Omega_{0,c} M_{E,c} \quad (32)$$

Note that the original expression for  $M_{cap,c}$  proposed in Paulay and Priestley (1992) includes the factor  $\Omega_{0,c} = \Omega_{0,b}$ , appropriate for the generic symmetrical case.

Figure 2 presents the moment diagram of an isolated column of intermediate storeys consistent with: (1) the development of the overstrength moments in the beams of both sides and both ends of the column; and (2) same as (1), but including moment amplification due to dynamic effects at the top of the column only. The first case corresponds to the maximum static shear (reference capacity-based shear demand) and the second is related to the moment magnification factor  $\omega_f$  as explained in the following. In Figure 2(a), the superscripts  $n$  and  $n + 1$  in the columns and beam forces and moments refer to the storey  $n$  and  $n + 1$ , respectively. The bending moment diagrams of Figure 2(b) are referred to the centrelines of the columns, but they can easily be referred to the beam faces. The inflexion points are identified by  $l_{i,c}^n$  for the reference case, and by  $l_{i,c}^{n,\omega} = l_{i,c}^n / \omega_v$  for the case including dynamic magnification of  $M_{E,c}^{T,n}$ , with  $\omega_v > 1$ , the dynamic magnification factor for shear. To obtain an expression for  $\omega_v$  as a function of  $\omega_f$ , the reduced location of the point of contraflexure is related

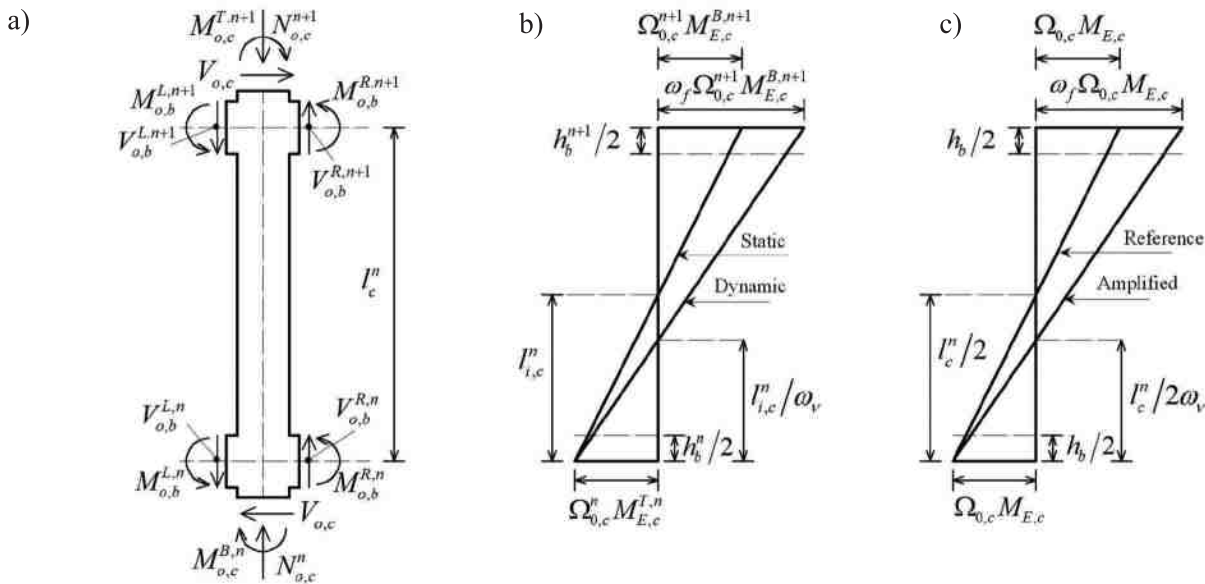


Figure 2: Dynamic amplification of shear in columns: a) equilibrium in an isolated column, b) bending moment diagrams at overstrength and dynamic amplification and c) bending moment diagram used for deriving  $\omega_v$



to the static reference counterpart  $l_{i,c}^n = l_c^n/2$  (column mid-length), implying that  $M_{o,c}^{B,n+1} = M_{o,c}^{T,n} = M_{o,c}$  and  $\Omega_{0,c}^{n+1} = \Omega_{0,c}^n = \Omega_{0,c}$ , as shown in Figure 2(c).

With reference in Figure 2(c), the shear in the column (slope of the bending moment diagram) corresponding to the amplified case is:

$$V_{cap,c} = \frac{\Omega_{0,c} M_{E,c} (1 + \omega_f)}{l_c^n} \quad (33)$$

The location of the associated point of contraflexure  $l_{i,c}^{n,\omega}$  is given by (34):

$$l_{i,c}^{n,\omega} = \frac{l_c^n}{(1 + \omega_f)} = \frac{l_c^n}{2} \frac{2}{(1 + \omega_f)} \quad (34)$$

By definition,  $l_{i,c}^{n,\omega} = (l_c^n/2)/\omega_v$ , which replaced in the left hand side of (34) leads to:

$$\omega_v = \frac{(1 + \omega_f)}{2} \quad (35)$$

Equation (35) relates the shear amplification factor  $\omega_v$  and the moment magnification  $\omega_f$  for the particular case illustrated in Figure 2(c). The minimum and maximum values for  $\omega_f$  proposed by Paulay and Priestley (1992) and adopted in NZS3101 (2006) are  $\omega_{min} = 1.3$  and  $\omega_{max} = 1.8$ , respectively, under unidirectional loading (if bi-directional effects are included these values are larger). Replacing the maximum value  $\omega_f = 1.8$  in (35) leads to  $\omega_v = 1.4$ . On the other hand, if  $\omega_{max} = 1.3$  is used, then  $\omega_v = 1.15$ . Taking the average of both values, leads to  $\omega_v = 1.275 \approx 1.3$ , the dynamic amplification recommended by Paulay and Priestley (1992) and stipulated in the code NZS3101. Note that the value  $\omega_v = 1.15$  corresponds to the additional factor used for amplifying the shear in the columns of the first storey (see equation (27)), even though it is not explicitly mentioned in NZS3101, and may be considered a coincidence.

To obtain a general expression for the capacity-based shear demands including dynamic effects, with reference to Figure 1, the shear associated to the reduced inflection point lengths  $l_{i,c}^{T,\omega}$  and  $l_{i,c}^{B,\omega}$ ,  $V_{cap,c}$  is expressed as in (36), which is analogous to (12):

$$V_{cap,c} = \frac{M_{o,b}^L + M_{o,b}^T}{l_{i,c}^{T,\omega} + l_{i,c}^{B,\omega}} \quad (36)$$

Herein, it is considered that the reference locations of the points of contraflexure in the columns above and below joint are both affected by dynamic amplifications, such that  $l_{i,c}^{T,\omega} = l_{i,c}^T/\omega_v$  and  $l_{i,c}^{B,\omega} = l_{i,c}^B/\omega_v$ . Replacing these expressions in (36) leads to (37):

$$V_{cap,c} = \omega_v \frac{M_{o,b}^L + M_{o,b}^T}{l_{i,c}^T + l_{i,c}^B} \quad (37)$$

Dividing (37) by (12) yields (38), the capacity-based shear demand in the column accounting for dynamic effects.

$$V_{cap,c} = \omega_v V_{o,c} \quad (38)$$

Finally, combining (38) and (13) leads to:

$$V_{cap,c} = \omega_v \Omega_{0,c} V_{E,c} \quad (39)$$

Equation (39) has the form of the equation proposed by Paulay and Priestley (1992) and adopted by NZS3101, but uses  $\Omega_{0,c}$  instead of  $\Omega_{0,b}^{avg}$  and  $\omega_v$  can be different to 1.3.

## Case study definition and calculated shear demands in columns

### Prototype structure description

The prototype structure used in this work (Figure 3) comprises of an ideal 12-storey RC building, 45.15 m high (first level 5 m, all others 3.65 m), and with a rectangular plan layout extending 55.3 m (7 bays at 7.9 m) and 20.1 m (3 bays at 6.7 m) in the long and short dimension, respectively. The seismic and gravity load resisting system comprises of four cantilever T-shaped walls and frames located in the perimeter and the central part of the structure, as shown in Figure 3(a). The floor system consisted of 200 mm slabs. The structure was designed following the codes NCh433 (1996) and ACI318 (2005).

The walls were 500 mm and 300 mm thick in the short and long directions, respectively, which correspond to the web and the flange of the T-shaped cross-section, respectively. The columns had a square cross-section of 550x550 mm (except for the first storey central columns with 650x650

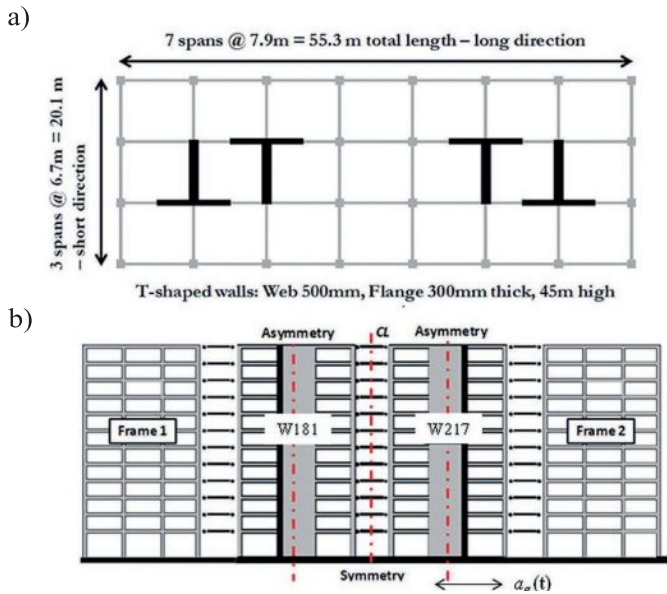


Figure 3: Prototype structure: (a) plan layout; (b) short dimension model simplification

mm), whereas the beams had a rectangular cross-section of 600x250 mm. It was assumed that the concrete had a characteristic compressive strength of  $f'_c = 30$  MPa, and the reinforcing steel had yielding and ultimate stresses of  $f_y = 420$  MPa and  $f_u = 630$  MPa, respectively. The structure was analysed in the short direction, and further idealized, making use of symmetry, as that presented in Figure 3(b).

## Calculated shear demands for columns

Table 1 presents the reference shear demands for four column types (CT1 to CT4). Columns type CT1 and CT2 correspond to exterior and interior columns of the external frame (Frame 1), respectively, whereas columns type CT3 and CT4 correspond to the exterior and interior columns of the internal frame (Frame 2), respectively. For the scope of this investigation, the reference shear  $V_{o,c}$  is calculated with the nominal moment capacities of the beams, acknowledging that this was the value used as input for the numerical model, as the main source for overstrength is associated to variations in the yielding stress used in the derivation of the beam flexural resistances, which can be included separately. Strain hardening effects are accounted for with the inclusion of a post-yielding stiffness. Table 1 summarizes the nominal moments of the beams (type 2A and 2B for Frame 1 and Frame 2, respectively), and the associated values of  $V_{o,c}$  per equation (12).

For the sake of comparison, the shear demand calculated

referring the nominal moments of the beams to the faces of the column is also considered, which is equivalent to not neglecting the resisting contribution of the shear forces in the beams as in (8). This second reference shear,  $V_{o,c}^*$ , is calculated with (40).

Table 1: Reference static capacity-based shear demand

Column type	Beam type	$M_{o,b}^L$ , kNm	$M_{o,b}^R$ , kNm	$V_{o,c}^*$ , kN	$V_{o,c}$ , kN
CT1	2A	320	-	88	81
CT2	2A	320	175	136	125
CT3	2B	440	-	120	110
CT4	2B	440	250	189	174

$$V_{o,c}^* = \frac{(M_{o,b}^L + M_{o,b}^R)(1 - h_c/l_b)}{l_c} \quad (40)$$

The shear obtained with (40) is smaller than obtained with (12). In the case of the example under investigation,  $h_c = 0.55$  m and  $l_b = 6.7$  m, implying a reduction factor of  $V_{o,c}$  equal to  $(1 - h_c/l_b) = 0.92$ .

## Numerical modelling and procedure

A finite element model constructed with lumped inelasticity macro-elements in Ruaumoko2D (Carr, 2016) was used for the NLDA. The SINA hysteresis model (Saiidi and Sozen, 1979) was used for the T-shaped walls, as it allows for different stiffness and strength depending on the direction of movement, and includes pinching effects. The modified Takeda model (Saiidi and Sozen, 1979) was used for beams and column elements. The unloading and reloading parameters for the hysteresis of the frame members were set to  $\alpha = 0.2$  and  $\beta = 0.3$ , respectively, representing intermediate unloading and reloading stiffness degradation conditions; see Quintana Gallo (2008) for further details.

A set of 13 earthquake records, listed in Table 2, was used for the analyses. Such records do not respond to any scaling in amplitude or frequency, and are intended to represent different possible scenarios that the structure could be subjected to. The strong ground motions were recorded in different parts of the world, but mostly in Chile and New Zealand. The raw data of the records was corrected following the recommendations of Boore and Bommer (2005). Table 2 also presents the peak ground acceleration PGA and

velocity PGV, the significant duration  $D_s$  (Trifunac and Brady, 1975), and the Arias Intensity AI of the earthquake records. The significant duration is taken from 5 to 95% of AI. Additional information on the characteristics of the input motions and associated earthquake events can be found in Quintana Gallo (2008, 2014).

Table 2: Earthquake records information

ID	Earthquake	Station	Comp.	PGA, g	PGV, m/s	$D_s$ , s	AI, m/s
EQ1	Littleton 2011 New Zealand	Christchurch Botanic Gardens (CBGS)	H1	0.53	0.63	9.7	2.7
EQ2	Littleton 2011 New Zealand	Christchurch City Council (CCCC)	H1	0.36	0.66	10.6	2.4
EQ3	Littleton 2011 New Zealand	Christchurch Hospital (CHHC)	H2	0.71	0.87	9.0	3.6
EQ4	Littleton 2011 New Zealand	Christchurch Resthaven (REHS)	H1	0.48	0.71	11.3	2.7
EQ5	Maule 2010 Chile	Concepción Centro (CCC)	NS	0.47	0.66	57.8	10.6
EQ6	Maule 2010 Chile	San Pedro (SNP)	X	0.59	0.47	73.8	14.3
EQ7	Maule 2010 Chile	Viña del Mar Marga Marga (VMM)	EW	0.35	0.45	32.2	4.3
EQ8	Maule 2010 Chile	Concepción Centro (CCC)	EW	0.37	0.57	60.1	6.0
EQ9	Kobe 1995 Japan	Japan Meteorological Center (JMA)	N00E	0.81	0.82	8.4	8.4
EQ10	Northridge 1994 USA	Sylmar - County hospital parking (SYL)	N00E	0.84	1.29	5.3	5.0
EQ11	Michoacán 1985 Mexico	Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT)	EW	0.18	0.62	27.0	2.3
EQ12	Valparaiso 1985 Chile	Llolleo (LLO)	N10E	0.70	0.35	35.8	15.2
EQ13	Valparaiso 1985 Chile	Viña del Mar Marga Marga (VMM)	NS	0.34	0.32	45.0	5.5

Figure 4 presents the acceleration (SA) and displacement (SD) response spectra of the 13 earthquake records for a damping ratio of 5%. As a reference, the figure also shows the elastic design spectra prescribed by NCh433, updated per DS61 (2011), and NZS1170.5 (2004). Such spectra are not reduced by the reduction factors  $R^*$  and  $k_\mu$  required by the former and latter standards, respectively. Both design spectra were constructed for a PGA ( $A_0$  in NCh433 and Z in NZS1170.5) of 0.4g, and for soft soil type D (both

standards). The importance factor I of NCh433, as well as the near fault-factor  $N(T, D)$  of NZS1170.5 were taken as 1.0.

Additionally, Figure 4 presents the spectra associated to a maximum credible earthquake (MSE) hazard scenario prescribed by NZS1170.5 (2006), associated to a probability of exceedance of 2% in 50 years instead of 10% in 50 years as the design counterpart, as specified in AS/NZS1170.0 (2002). Such difference between both spectra is included via the factor  $R_u$ , which is 1.0 and 1.8 for design and MCE scenarios, respectively.

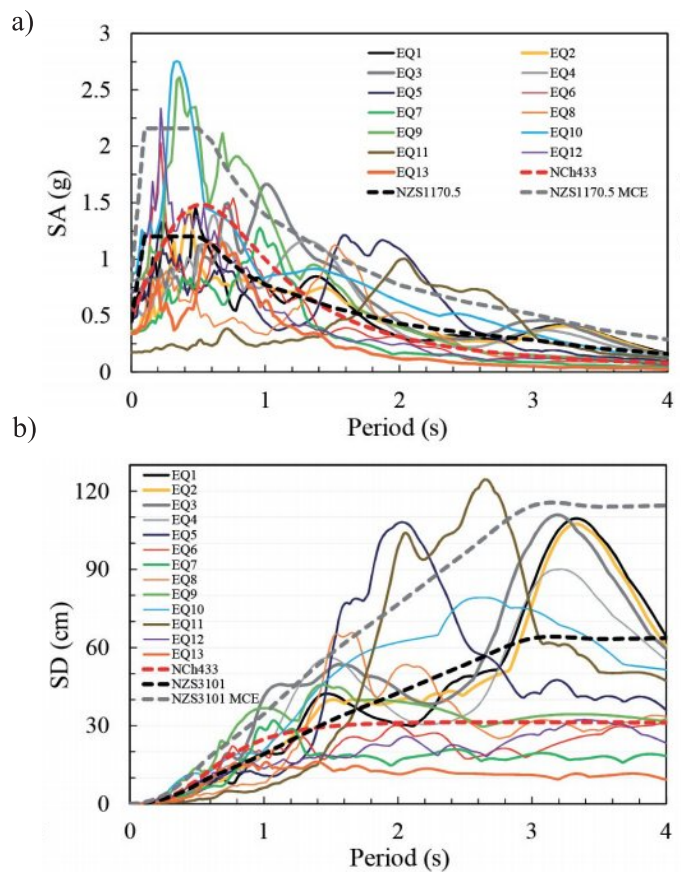


Figure 4: Response spectra of earthquake records and design spectra of NCh433 and NZS1170.5: a) acceleration and b) displacement

Additionally, Figure 4 presents the spectra associated to a maximum credible earthquake (MSE) hazard scenario prescribed by NZS1170.5 (2006), associated to a probability of exceedance of 2% in 50 years instead of 10% in 50 years as the design counterpart, as specified in AS/NZS1170.0 (2002). Such difference between both spectra is included via the factor  $R_u$ , which is 1.0 and 1.8 for design and MCE scenarios, respectively.

## Results and discussion

The graphs of Figure 5 show the values of the dynamic amplification factor  $\omega_v$  referred to  $V_{o,c}^*$ , *i.e.* calculated with (12), obtained with the set of 13 NLDA. Such values are presented for each column type (CT1 to CT4) and storey level of all the intermediate storeys (#2 to #11). In general, the magnitude of  $\omega_v$  appears to depend on the input motion, but not to a great extent in some of the cases, such as for column CT1 storey #9. There is not a substantial difference between the results obtained for the four column cases. Figure 5 shows that  $\omega_v$  was larger than 1.0 for most of the records, column types, and storey levels, with the exception of storeys #1 and #11. On the other hand,  $\omega_v$  was smaller than 1.3 (the threshold required by NZS3101) in the great majority of the cases. However, there are a few cases where this value is exceeded, such that  $\omega_v$  reaches values as large as 1.6 (CT1, storey #6).

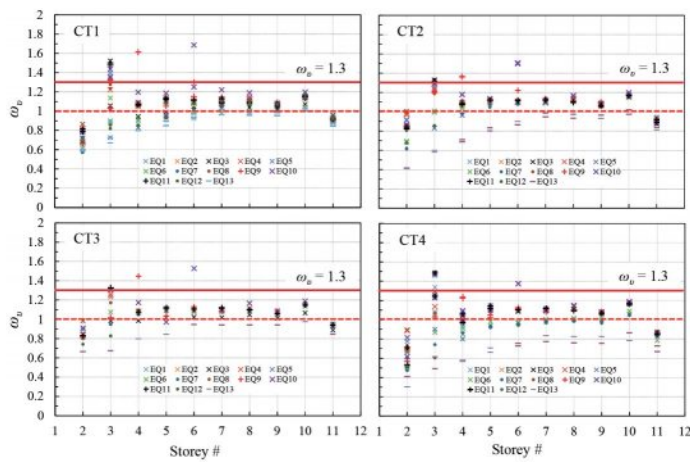


Figure 5: Dynamic amplification factors of shear demands, reference:  $V_{o,c}^*$  for column types CT1 to CT4

The graphs of Figure 6 present the dynamic amplification factor calculated with reference to  $V_{o,c}^*$  determined with (40), referred to as  $\omega_v^*$ . These graphs depict the corresponding magnitude of the dynamic amplification when referred to the less conservative calculation of the static capacity-based shear demands. Under this conditions, it holds that  $\omega_v^* > 1.0$  and  $\omega_v^* > 1.3$  in a larger number of cases compared to  $\omega_v$ . To better visualize the dependence of  $\omega_v$  on a ground motion intensity parameter, the values of  $\omega_v$  obtained for CT1 plotted against the PGA of the input motion, for each storey level, are presented in Figure 7. The results reflect no apparent correlation between both parameters. For storey #10, for example,  $\omega_v$  takes approximately the same

value (1.15) independently of the PGA of the input motion, ranging from 0.17g to 0.8g. In fact, this is true for most of the storeys levels. Further studies on the dependence of  $\omega_v$  on other typically used intensity measures are not pursued and are considered out of the scope of this study. Instead, focus is placed on the evaluation  $\omega_v = 1.3$  as a conservative limit independent of the input motion.

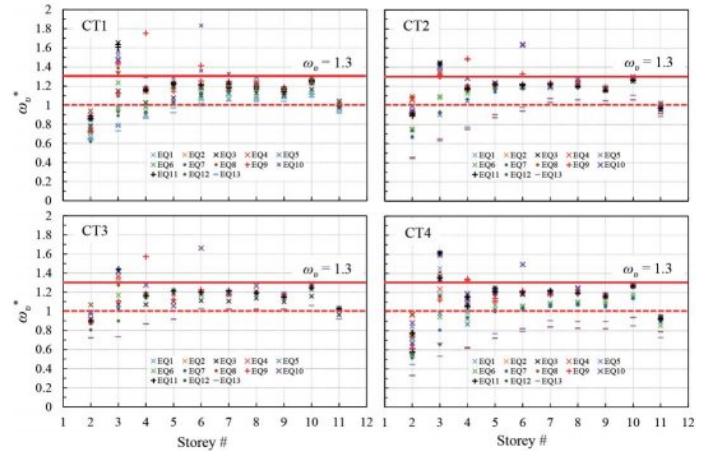


Figure 6: Dynamic amplification factors of shear demands, reference:  $V_{o,c}^*$

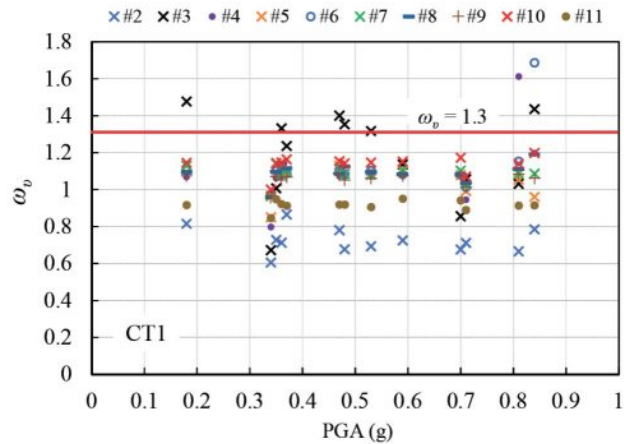


Figure 7: Dynamic amplification factor  $\omega_v$  versus PGA of input motion

Table 3 presents the percentage of the total cases where  $\omega_v$  and  $\omega_v^*$  exceed 1.0 and 1.3, denoted by  $P_{1.0}$ ,  $P_{1.3}$ , and  $P_{1.0}^*$  and  $P_{1.3}^*$ , respectively, for columns CT1 and CT2. Table 3 shows that  $\omega_v$  exceeded 1.0 in the great majority of the cases for storeys #3 to #10 (73% of cases or more), whereas for storeys #2 and #11 in only up to 8% of the cases. On the other hand, it shows that the predicted values of  $\omega_v$  were larger than 1.3 only in storeys #3, #4, and #6, with a maximum of 42% of the cases exceeding such threshold. For both columns  $\omega_v^*$  exceeded 1.0 in all of the



Table 3: Percentage of cases where thresholds 1.0 and 1.3 are exceeded, CT1 and CT2

Storey #	CT1				CT2			
	$\omega_v$		$\omega_v^*$		$\omega_v$		$\omega_v^*$	
	$P_{1.0}^*$ %	$P_{1.3}^*$ %	$P_{1.0}^*$ %	$P_{1.3}^*$ %	$P_{1.0}^*$ %	$P_{1.3}^*$ %	$P_{1.0}^*$ %	$P_{1.3}^*$ %
2	0	0	0	0	8	0	15	0
3	73	42	73	54	73	15	77	62
4	69	4	77	8	77	8	85	8
5	69	0	92	0	85	0	88	0
6	85	8	100	12	92	8	92	15
7	88	0	100	4	92	0	100	0
8	88	0	100	0	92	0	100	0
9	88	0	100	0	92	0	100	0
10	96	0	100	4	96	0	100	8
11	0	0	35	0	0	0	19	0
All	66	5	78	8	71	3	78	9

cases for storeys #7 to #10, and in 73% and 35% or more of the cases for storeys #3 to #6, and storeys #2 and #11, respectively. In turn, the variable  $\omega_v^*$  exceeded 1.3 only in storeys #3, #4, #6, and #10, with a maximum of 62% of the cases for CT1 and storey #3.

The average values of  $P_{1.0}^*$ ,  $P_{1.3}^*$ , and  $P_{1.0}^*$  and  $P_{1.3}^*$  obtained for all the storeys are very similar for both columns CT1 and CT2. In the particular case of  $P_{1.3}^*$ , average values of 5% and 3% were obtained, which is rather low. On the other end, the average values of  $P_{1.0}^*$  indicate that  $\omega_v^*$  exceeded 1.0 in 78% of the cases for CT1 and CT2, which is rather high. While the latter index indicates that dynamic amplification existed in most of the cases if  $V_{o,c}$  is used in the calculations of the static reference shear, the former suggests that the use of  $V_{o,c}$  with  $\omega_v = 1.3$  is ‘appropriate enough’ for use in practice. This is, from a statistical inference point of view, there exists only a limited number of unfavourable cases. What is “acceptable” is a matter of discussion, but, as proposed by Rudner (1953), such definition seems to rely on ethical considerations. Further, such ethical considerations may be related to how unbeneficial are the anticipated consequences of exceeding the accepted limit.

Table 4 presents the values of  $P_{1.0}^*$ ,  $P_{1.3}^*$ ,  $P_{1.0}^*$  and  $P_{1.3}^*$  for columns CT3 and CT4. The results show that for these column types, the number of cases where  $\omega_v$  exceeded 1.0 was smaller than for CT1 and CT2 (see Table 2). For CT3,  $\omega_v$  and  $\omega_v^*$  were larger 1.0 in 50% of the cases or less for all the storey levels, whereas for CT4, these variables exceeded 1.0 in 92% of the cases for storey #10,

for example. The average of the results obtained for the individual storeys show that  $\omega_v = 1.3$  was exceeded in only 1 and 3% of the cases, meaning that the associated formulation is unconservative, in average over the storeys, in only 5% or less of the cases considering each individual columns separately.

Table 4: Percentage of cases where thresholds 1.0 and 1.3 are exceeded, CT3 and CT4

Storey #	CT3				CT4			
	$\omega_v$		$\omega_v^*$		$\omega_v$		$\omega_v^*$	
	$P_{1.0}^*$ %	$P_{1.3}^*$ %	$P_{1.0}^*$ %	$P_{1.3}^*$ %	$P_{1.0}^*$ %	$P_{1.3}^*$ %	$P_{1.0}^*$ %	$P_{1.3}^*$ %
2	0	0	4	0	0	0	0	0
3	31	8	31	23	73	27	73	50
4	31	0	38	0	42	0	69	8
5	31	0	50	0	69	0	81	0
6	50	0	50	4	69	8	85	8
7	50	0	50	0	73	0	92	0
8	50	0	50	0	77	0	92	0
9	50	0	50	0	73	0	92	0
10	50	0	50	0	92	0	92	0
11	0	0	50	0	0	0	0	0
All	34	1	42	3	57	3	68	7

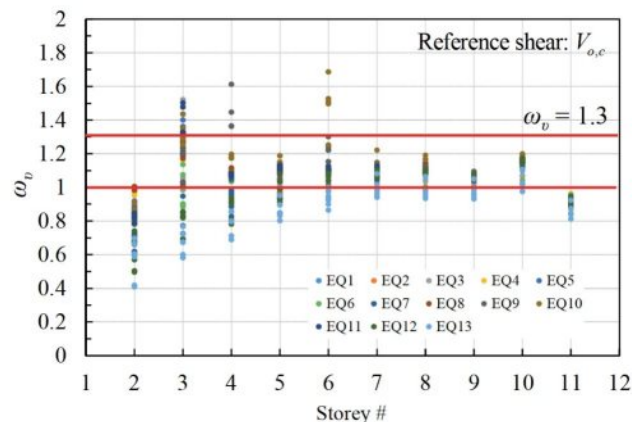


Figure 8: Calculated dynamic amplification factors for  $V_{o,c}$  (eq. (12))

To compare shear amplifications factors obtained for all the column types and storey #, the results presented in Figures 5 and 6 are merged into the graph presented in Figure 8 and 9, respectively. The results presented in Figure 8 indicate that  $\omega_v$  takes values larger than 1 and smaller than 1.3 in the majority of the cases. Nevertheless, the limit of 1.3 is exceeded in some of the cases in the columns of the storeys #3, #4, and #6, reaching values as large as 1.7. Hence, even though appropriate for great majority of the cases, such limit is shown to be unconservative in some of them by

an important extent. This is also true for the values of  $\omega_v^*$ , presented in Figure 9. Table 5 summarizes the percentage of the times where  $\omega_v$  and  $\omega_v^*$  exceeded 1.0 and 1.3, considering all the column types.

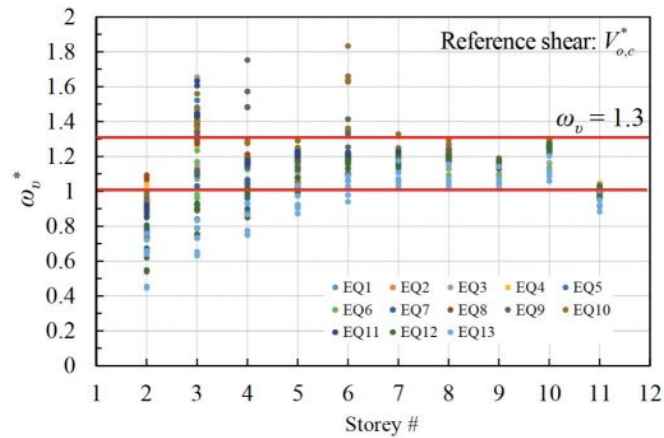


Figure 9: Calculated dynamic amplification factors for  $V_{o,c}^*$  (eq. (40))

Table 5: Dynamic amplification factors all columns

Storey #	$\omega_v$		$\omega_v^*$	
	$P_{1.0}, \%$	$P_{1.3}, \%$	$P_{1.0}^*, \%$	$P_{1.3}^*, \%$
2	2	0	6	0
3	71	25	74	53
4	64	4	79	7
5	74	0	89	0
6	86	7	94	11
7	88	0	98	1
8	88	0	98	0
9	88	0	98	0
10	95	0	98	3
11	0	0	37	0
All	66	4	77	7

Table 5 shows that  $\omega_v > 1.0$  in 71 to 95% of the cases for storeys #3 to #11 considering all the column types. Such amount, on the other hand, is equal to only 2% of the times for storey #2 and 0% for storey #11. The condition  $\omega_v = 1.3$ , in turn, was exceeded only in storeys #3, #4, and #6, with a maximum of 25% of the cases in the columns of storey #6. These findings are also true for  $\omega_v^*$ , except that the number of cases where the limits are exceeded slightly increases, and that the number of times where  $\omega_v^* > 1.3$  reaches as much as 50% of the cases. Including the results of all the column types, all the storeys and records,  $P_{1.0} = 66\%$  and  $P_{1.3} = 4\%$ . For  $\omega_v^*$  in turn,  $P_{1.0}^* = 77\%$  and  $P_{1.3}^* = 7\%$  of the cases, respectively. If storeys #2 and #11 are excluded in the calculation of  $P_{1.0}$  and  $P_{1.0}^*$ ,  $\omega_v > 1.0$  and  $\omega_v^* > 1.0$  in 82

and 91% of the cases, respectively, meaning that dynamic amplification of shear is predicted in the large majority of the cases, even using the conservative calculation of the static reference shear of equation (12).

## Conclusions

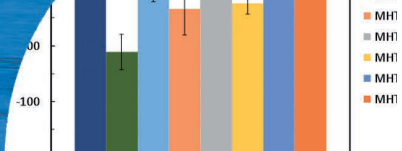
This work presented a numerical study on the amplification of the shear forces calculated following static capacity-based principles, due to dynamic effects. The paper reviewed the calculations involved in such shear demand and examined the fundamentals of capacity-based design as originally proposed and as recommended in the ACI318 and NZ3101 codes. It was noted that the original methodology as well as the NZS3101 (2006) do require the use of a dynamic amplification factor equal to 1.3 for increasing the shear force in the columns of intermediate storeys (just as includes one for walls), whereas ACI318 (2019) does not. To examine: (1) the existence or not of such amplification effects in columns of RC frames designed per the Chilean code, and (2) the appropriateness of the limit 1.3 prescribed by NZS3101 for such case, the paper presented the calculated dynamic amplification factors  $\omega_v$  for the columns of two frames of a case study building designed with NCh433 and ACI318, using nonlinear dynamic analyses NLDA with a suit of 13 earthquake records. The results indicated that  $\omega_v > 1.0$  was obtained in 66% of the cases considering all column types and storeys. However, if the bottom and top intermediate storeys are separated, such percentage increases to 83%, because  $\omega_v > 1.0$  in only 2% and none of the cases in such storeys. The limit  $\omega_v > 1.3$ , on the other hand, was exceeded in only three storey levels, with a maximum of 25% of the times, and occurring in only 4% of all the cases. Even though such amount is reduced, values as large as  $\omega_v > 1.6$  were obtained. The results showed no apparent correlation with the PGA of the input motion, used as a seismic intensity measure. It is concluded that, in this case, a dynamic amplification factor  $\omega_v = 1.3$  is appropriate for the calculation of the shear demands associated to capacity-based design considerations for frames. It is recommended that such requirement of the New Zealand standard NZS3101 ( $\omega_v = 1.3$ ) is included in the new requirements of the Chilean code NCh430, under development at the time of writing this contribution, acknowledging that its conservatism cannot be ensured conclusively. It is thought that the non-inclusion of such provision does not help mitigating the undesired conse-



quences associated to shear failure of RC columns part of multi-storey frames, which can be quite catastrophic.

## References

- ACI318 (2019). Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI318M-19). American Concrete Institute, Farmington Hills, USA
- ACI318 (2005). Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI318M-05). American Concrete Institute, Farmington Hills, USA
- ACI318 (1995). Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI 318R-95). American Concrete Institute, Farmington Hills, USA
- Andriono, T. and Park, R. (1986). Seismic design considerations of the properties of New Zealand manufactured steel reinforcing bars. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* **19**(3), 213-246
- AS/NZS1170.0 (2002). Structural design actions: Part 0. General principles. Standards Australia and Standards New Zealand. Wellington, New Zealand
- Boore, D. and Bommer, J.J. (2005). Processing of strong-motion accelerograms: needs, options, and consequences. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **25**(2), 93-115
- Carr, A.J. (2016). Ruaumoko user's manual for the 2-dimensional version. Carr Research Limited, Christchurch, New Zealand
- DS61 (2011). Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga decreto n° 117, de 2010. Decreto Supremo, Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Diario Oficial de la República de Chile, N° 40.133, 8-12
- Goodsir, W.J., Paulay, T. and Carr, A.J. (1983). A study on the inelastic seismic response of reinforced concrete coupled frame-shear wall structures. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* **16**(3), 185-200
- NCh433 (1996). Seismic design of buildings. Norma Chilena Oficial. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile (in Spanish)
- NCh430 (2008). Hormigón armado – Requisitos de diseño y cálculo. Norma Chilena Oficial, Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile
- NZS1170.5 (2004). Structural design actions: Part 5. Earthquake actions. Standards New Zealand. Wellington, New Zealand
- NZS3101 (1995). Design of concrete structures. Standards New Zealand. Wellington, New Zealand
- NZS3101 (2006). The design of concrete structures. Standards New Zealand. Wellington, New Zealand
- Park, R. (1996). Explicit incorporation of element and structure overstrength in the design process. *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, paper 2130
- Paulay, T. (1983). Deterministic seismic design procedures for reinforced concrete buildings. *Engineering Structures* **5**(1), 79-86
- Paulay, T. (1996). Seismic design of concrete structures the present needs of societies. *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, paper 2001
- Paulay, T. and Priestley, M.J.N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley and Sons, New York, USA
- Paulay, T. and Goodsir, W.J. (1986). The capacity design of reinforced concrete hybrid structures for multistorey buildings. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* **19**(1), 1-17
- Priestley, M.J.N., Kowalsky, M.J. and Calvi, G.M. (2007). Displacement-based seismic design of buildings. IUSS Press, Pavia, Italy
- Quintana Gallo, P. (2018). Simple estimation of the maximum elastic roof displacement of a slender cantilever RC wall accounting for dynamic effects. *Obras y Proyectos* **23**, 55-62
- Quintana Gallo, P. (2014). *The nonlinear dynamics involved in the seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings*. PhD thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand
- Quintana Gallo, P. (2008). *Analytical evaluation of damage in a reinforced concrete building*. MSc thesis, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile (in Spanish)
- Rudner, R. (1953). The scientist qua scientist makes value judgements. *Philosophy of Science* **20**(1), 1-6
- Saiidi, M. and Sozen, M.A. (1979). Simple and complex models for nonlinear seismic response of reinforced concrete structures. Report UILU-ENG-79-2031, University of Illinois Urbana-Champaign, USA
- Trifunac, M.D. and Brady, A.G. (1975). On correlation of seismoscope response with earthquake magnitude and Modified Mercalli Intensity. *Bulletin of the Seismological Society of America* **65**(2), 307-321



# Assessment of factors influencing the development of drying shrinkage in concretes produced in Cuba

Evaluación de los factores que influyen en el desarrollo de la retracción por secado en los hormigones producidos en Cuba

Fecha de envío: 29 de octubre 2018

Fecha de aceptación: 9 de agosto 2019

Rafael Ramírez<sup>1</sup>, Ernesto Luciano Chagoyén<sup>2</sup>, José Fernando Martirena<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Oficina de Consultoría y Diseño, Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas a Construcciones, Calle 100, No. 9107, Entre Vento y 16, Boyeros, La Habana, Cuba, rafael@enia.co.cu

<sup>2</sup> Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Construcción, Universidad Central Marta Abreu de Las Villas, Carretera a Camajuaní, km 5 ½, Santa Clara, Villa Clara, Cuba, chagoyen@uclv.edu.cu

<sup>3</sup> Centro de Investigaciones de Estructuras y Materiales de Construcción CIDEM, Facultad de Construcción, Universidad Central Marta Abreu de Las Villas, Carretera a Camajuaní, km 5 ½, Santa Clara, Villa Clara, Cuba, martirena@uclv.edu.cu

*Cracking of concrete elements resulting from drying shrinkage is a phenomenon that affects a large number of structures built with this material worldwide. As a consequence, the buildings are not only affected aesthetically, but also structurally, since cracking patterns, in addition to affecting the element initial stiffness, acts as a pathway for atmospheric agents, contributing to the development of corrosion in reinforcing steel and, consequently, affects durability. This paper presents a characterization of the processes of development of strains due to the shrinkage in a set of representative samples of Cuban concretes. An evaluation of influencing factors in development of shrinkage processes, as well as effectiveness of different mitigation strategies, are considered. Results prove the relevance of the formation and composition of the microstructure and the coarse aggregate influence in shrinkage development. Effectiveness of tensile-active shrinkage reducing additives is assessed, among other solutions, resulting in the most effective mitigation strategy.*

**Keywords:** drying shrinkage, deformations, microstructure, concrete, mitigation strategies

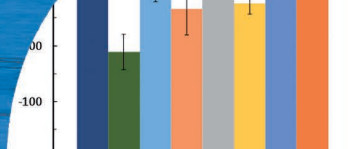
*El agrietamiento de elementos de hormigón debido a retracción por secado afecta a un gran número de estructuras en todo el mundo. Como consecuencia, los edificios no solo se afectan estéticamente, sino también estructuralmente, ya que los patrones de fisuración, además de afectar la rigidez inicial, actúan como un camino a los agentes atmosféricos, contribuyendo a la corrosión del acero de refuerzo y, consecuentemente afectan la durabilidad. Se presenta una caracterización de la retracción para un conjunto de muestras de hormigones producidos en Cuba. Se evalúan factores que influyen en el desarrollo de los procesos de retracción, así como la efectividad de las diferentes estrategias de mitigación. Los resultados demuestran la relevancia de la formación y composición de la microestructura y la influencia de los áridos gruesos en el desarrollo de la retracción. La eficacia de los aditivos reductores de la retracción también se devela como la estrategia de mitigación más efectiva.*

**Palabras clave:** retracción por secado, deformaciones, microestructura, hormigón, estrategias de mitigación

## Introduction

Numerous studies have considered shrinkage of the paste from the cementitious materials as the fundamental cause of volume change in the concrete (e.g. Gribniak *et al.*, 2008). There are three fundamental types of shrinkage: chemical shrinkage, autogenous shrinkage and drying

shrinkage, being the last one, as proposed by Eguchi and Teranishi (2005) and numerous other authors, the main cause of shrinkage and cracking processes on statically indeterminate structures. Drying shrinkage cracking in such concrete structures has become one of the principal causes of degradation in concrete constructions (Pan *et al.*, 2016).



There are many factors influencing the development of drying shrinkage, however, in literature, the most influencing three factors are: existence of relative humidity RH gradients, evolution of the pore microstructure of cementitious paste, and aggregate-paste interface (Bissonnette *et al.*, 1999; Liu *et al.*, 2016).

Relationship between the development of drying shrinkage and changes in RH of the elements is a property of the material, applicable to any type or constraint conditions of a concrete member (Jafarifar *et al.*, 2014). Therefore, the free shrink deformations (shrinkage due to drying) are mostly expressed as a non-linear relation of the drying function of the samples (RH variation), which is detailed in ACI-209R (1998) and ACI-231 (2008). According to these sources, other parameters of the mixtures such as water/cement w/c ratio, composition ratios between the different types of aggregates and consistency of the mixture, are also influencing on this dependency (Zhang *et al.*, 2012).

The importance of the aggregate-paste interface as shown by Sun *et al.* (2001), lies mainly in the presence of the coarse aggregate and the restriction effect to the shrinkage provided to the cementitious matrix, which greatly reduces the shrinkage of the concrete, as showed by Fujiwara (2008) and Herrera and Ramírez (2014).

This paper shows, mainly in concrete samples, a comparative analysis on the development of the shrinkage between hardened samples of concrete, mortars and pastes. In these studies, values of the deformations by effects of drying became significantly smaller, due to constriction effect induced by the presence of coarse aggregate.

It is known that capillary porosity is a factor that severely affects the drying shrinkage (Helmuth and Turk, 1967; Verbeck and Helmuth, 1969), and directly depends on the formation of the microstructure of cementitious paste, which directly influences the final development of shrinkage strains. Therefore, in order to reduce the effects of shrinkage, it is important to modify the pore structure of the cementitious matrix, for which (Juenger and Jennings, 2002) proposes to control composition of the paste, curing temperature and chemical and mineral composition of the additions used.

The increase in the occurrence of cracks in concrete

elements due to volume changes has led to the development of innovative methods to mitigate this process. There are different methods, such as internal curing, pozzolanic additions, use of expansive cements and use of shrinkage reducing admixtures SRAs (ACI-231, 2008).

This paper aims to carry out practical studies and tests, to characterize the development of the drying shrinkage processes in concretes with compressive strength of approximately 30 MPa for structural uses, produced in Cuba. Additionally, the effectiveness of different mitigation techniques is assessed for seeking the best strategy to reduce the effects of the drying shrinkage for concrete structures in Cuba.

## Experimental programme

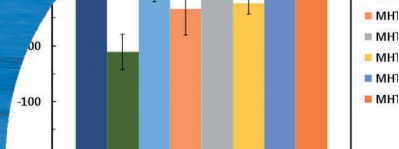
The experimental programme aims to evaluate the process of drying shrinkage in concretes by monitoring deformations generated in samples composed of cementitious materials.

It is evaluated the effects of the action of the main influencing factors in development of the drying shrinkage on samples. Main factors taken into account are variation of the relative humidity inside the samples, composition and typology of the aggregate - paste interface and the microstructural characteristics of the samples. It is considered as a useful tool, the approach of the microstructural characteristics of mixing, using the theoretical model of Powers (Brouwers, 2004). Finally, this paper presents an assessment on several proposed drying shrinkage mitigation strategies, based on the obtained characterization, and also effectiveness of each one.

Assessed mitigation strategies are: 1) use of reducing shrinkage additives, for samples produced using a commercial additive (Shrinko-tec-nano-4), and 2) addition of zeolitic active pozzolans (supplementary cementitious materials, SCM).

## Materials

The cement used to elaborate samples corresponds to Siguaney Factory SF, located in the central region of Cuba. Tables 1 and 2 summarize physical and chemical properties of this cement.



The degree of hydration of the cement was determined in (Fernandez, 2008) by scanning image processing on an electronic microscopy (Figure 1). The determined cement degree of hydration was  $\alpha = 84.0\%$  at 28 days of setting.

aggregates play a fundamental role in the development of the drying shrinkage in the concrete specimens. Tables 3, 4 and 5 summarize the physical and chemical characteristics of the fine aggregate used in this investigation.

**Table 1: Physical-mechanical characteristics of the used cements**

Property	Cement Siguaney SF
Initial setting time, min	150
Final setting time, min	260
Normal consistency, %	24.6
Ground fineness, %	6.5
Real specific weight, g/cm <sup>3</sup>	3.08
Resistance to compression 7 days, MPa	8.6
Resistance to compression 28 days, MPa	42.4

**Table 3: Characteristics of fine aggregates**

Property	Quarry	
	Arimao	Purio
Current specific weight, g/cm <sup>3</sup>	2.66	2.63
Saturated specific weight, g/cm <sup>3</sup>	2.68	2.64
Apparent specific weight, g/cm <sup>3</sup>	2.69	2.72
Loose unit weight, kg/m <sup>3</sup>	1530	1536
Compressed unit weight, kg/m <sup>3</sup>	1639.8	1698
Absorption, %	0.3	1.24
Material thinner than 0.075 mm, %	0	0
Clay lumps, %	0	0.15
% of holes, %)	37.1	36.3
Maximum size, mm	9.52	9.52

**Table 2: Chemical characteristics of the used cement**

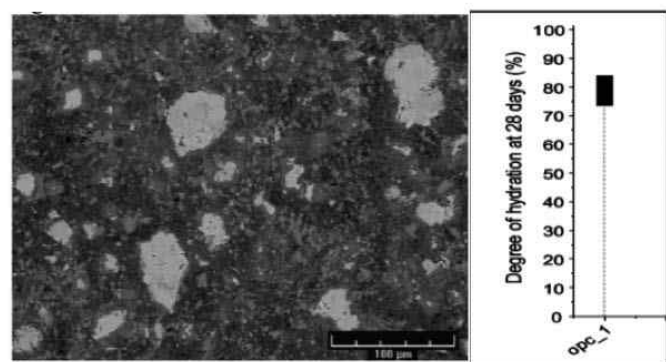
Chemical composition of Siguaney cement						
Oxides, % weight	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	SO <sub>3</sub>
	22.03	4.85	3.23	60.58	1.65	3.00

Oxides, % weight	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	TiO <sub>2</sub>	LOI	Total	Alcalines, % Na <sub>2</sub> O
	0.3	0.62	0.25	3.31	10	0.71

**Table 4: Granulometry of fine aggregates % passing**

Sieve, mm	Arimao	El Purio
9.52	99.5	100
4.76	96	96
2.38	87	73
1.19	66	47
0.59	36	25
0.297	16	15
0.149	3	6



**Figure 1: Image of the microstructure 28 days after the setting of the cement paste (Fernandez, 2008)**

**Table 5: Chemical composition of the fine aggregates in %**

Parameter	Arimao	Purio
Silicon dioxide SiO <sub>2</sub>	66.89	0.95
Ferric oxide Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	10.09	1.91
Aluminum oxide Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	13.23	3.92
Calcium oxide CaO	4.96	50.53
Magnesium oxide MgO	1.39	0.19
Sulfur trioxide SO <sub>3</sub>	0.04	0.02
Lost by Ignition PPI	2.31	42.89
Insoluble Residue RI	92.16	1.11
Total Carbonates CT	11.91	90.18

Aggregates play an important role in restraining the shrinkage of the cement matrix, which could reduce concrete shrinkage compared to plain hardened cement paste. Additionally, aggregates confine the volumetric change of concrete. Physical and chemical characteristics of these

Tables 6, 7 and 8 summarize the physical and chemical characteristics of the coarse aggregate used in this investigation.

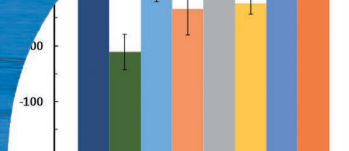


Table 6: Characteristics of coarse aggregates

Property	Quarry			
	Algaba	Yigre	A. Mestre	Purio
Current specific weight, g/cm <sup>3</sup>	2.58	2.52	2.58	2.53
Saturated specific weight, g/cm <sup>3</sup>	2.64	2.58	2.61	2.58
Apparent specific weight, g/cm <sup>3</sup>	2.73	2.67	2.65	2.66
Loose unit weight, kg/m <sup>3</sup>	1493	1282	1385	1404
Compressed unit weight, kg/m <sup>3</sup>	1727	1486	1543	1508
Absorption, %	2.81	2.55	1.05	2,00
Flat and extended particles, %	0.60	3.16	0.20	6.10
Clay lumps, %	0.13	0,00	0,00	0.10
% of holes	34.30	38.84	40.20	39.20
Maximum size, mm	19.1	19.1	19.1	19.1

Table 7: Granulometry of coarse aggregates % passing

Sieve, mm	Yigre	El Purio	Algaba	A. Mestre
25.4	100	100	100	100
19.1	98	98	91	98
12.7	98	57	34	57
9.52	42	25	11	25
4.76	24	4	6	4
2.38	16	2	6	2
1.19	0	1	0	1
0.07	0	0	0	0

Table 8: Chemical composition of the coarse aggregates in %

Parameter	Algaba	Purio	Yigre
Silicon dioxide SiO <sub>2</sub>	61.23	0.95	0.20
Ferric oxide Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	7.08	1.91	1.91
Aluminum oxide Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	11.73	3.92	3.92
Calcium oxide CaO	5.97	50.53	50.53
Magnesium oxide MgO	3.77	0.19	0.19
Sulfur trioxide SO <sub>3</sub>	0.04	0.02	0.06
Lost by Ignition PPI	4.53	42.89	42.84
Insoluble Residue RI	85.70	1.11	0.74
Total Carbonates CT	17.91	90.18	90.18

Tables 12 and 13 show proportions used for sample preparation. To mitigate drying shrinkage, mineral additions and chemical admixtures were used. These include the use of commercially available Shrinko-Tec Nano 4 SRAs and zeolite from reservoirs located in the province of Villa Clara, which substitute 15% of volume of the cement of the original dosage.

Shrinko-Tec Nano 4 is a liquid formulated and conceived to act on mechanisms, which generate concrete shrinkage. It does not contain expansive agents nor chlorides either. It acts with chemical - physical functionality and improves quality of conglomerates, reducing the shrinkage up to 80% for short ages and up to more than 50% for long ages (non-constrained shrinkage according to ASTM C157, 2006).

In addition, as part of the materials used in the dosages studied, two types of super fluidifying additives were used. These were Mapefluid N-100 and the Dynamon SX. Mapefluid N-100 is a super-fluidifying additive for high quality concrete. It is an aqueous solution with 34.5% active polymer, which is capable of spreading the cement grains of the concrete mixture, allowing in this way to confer excellent workability to the mixture.

Dynamon SX is an additive with an acrylic base modified for concrete, belonging to MAPEI's new super-plasticizing additives system. It is a 23% aqueous solution of acrylic polymer, which efficiently disperses cement grains of mixture. It is also able to favour a slow setting process of the mixture, producing the delay of the hydration of the cement and in this way confers a longer period of workability to the mixture. Manufacturer's technical specifications, mentioned above, provide properties of the chemical additive.

The zeolite used in this investigation comes from the Tasajeras deposit, located in San Juan de las Yeras, province of Villa Clara and is called ZEOMICRO. Table 9 describes its physical - mechanical characteristics. The zeolite has a chemical structure similar to a cage, consisting of tetrahedral of SiO<sub>4</sub> and AlO<sub>4</sub> joined by shared oxygen atoms. The negative charges of the AlO<sub>4</sub> units are in balance by the presence of interchangeable cations, notably calcium, magnesium, sodium, potassium and iron. Other substances, for example heavy metals and ammonia ions can displace these ions. This phenomenon is known as cation exchange, and it is this ability of the clinoptilolite that gives it the useful properties. Clinoptilolite is also known as adsorbent of certain gases, such as hydrogen sulfide and the sulfur dioxide.

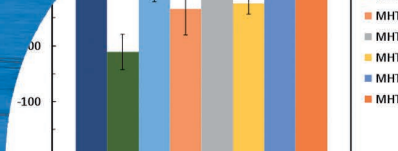


Table 9: Characteristics of the zeolite

Property	Value
Current specific weight, g/cm <sup>3</sup>	1.81
Saturated specific weight, g/cm <sup>3</sup>	2.02
Apparent specific weight, g/cm <sup>3</sup>	2.30
Loose unit weight, kg/m <sup>3</sup>	1076
Compressed unit weight, kg/m <sup>3</sup>	1249
Absorption, %	11.66
Material thinner than 0.075 mm, %	20.81
Clay lumps, %	0.0
% of holes	31.03
Fineness modulus	1.65

### Specimens

For assessment of development of shrinkage deformations in concrete samples, 14 concrete samples, organized into two sets, were prepared. The specimens were cast using concrete produced at an industrial batching plant, taking into account both, the concrete and the mortar samples the corresponding adjustments in volumes of the materials as a function of the absorption and the state of humidity of the aggregates used in the samples.

Three mortar samples, which correspond in their formulation, with some of the concrete samples, differing only in the absence of the coarse aggregate in mortar samples, evaluated the influence of the presence of coarse aggregate, in developing of shrinkage by drying.

Two sets of concrete samples were differentiated:

Set 1: samples with similar type of fine aggregate FA and type of cement, varying origin of coarse aggregate CA. Mixtures assessed the effects of the variation of the compactness, porosity and origin of aggregates, as well. A series of four samples composes this set of samples, made with cement from the Siguaney factory, fine aggregates from Arimao quarry and coarse aggregates from Algaba, El Yigre and Armando Mestre quarries (Table 10).

Table 10: Component of Set 1 samples

Sample Id.	Cement	Fine aggregate	Coarse Aggregate	Relationship w/c	Relationship, % FA/CA
MHT-1	CF	Arimao	Yigre	0.45	40 - 60
MHT-2	CF	Arimao	Yigre	0.45	40 - 60
MHT-3	CF	Arimao	A Mestre	0.45	40 - 60
MHT-4	CF	Arimao	Algaba	0.45	40 - 60

Set 2: samples with common dosage, assessing the effect of addition of different shrinkage reducing admixtures. Eight concrete samples, with same dosage, using cement from Siguaney factory and aggregates from El Purio quarry were prepared, with w/c and FA/CA ratio of 0.40 and 52% / 48%, respectively (Table 11).

Table 11: Concrete samples used for the evaluation of different variants of shrinkage mitigation

No.	Sample Id.	Type of addition	Observations
1	MHT-8	Any	Comparison pattern
2	MHT-9	Shriko-Tec Nano 4	Low dose
3	MHT-10	Shriko-Tec Nano 4	Maximum dose
4	MHT-11	Shriko-Tec Nano 4 + N-100	Maximum dose
5	MHT-12	Shriko-Tec Nano 4 + N-100	Maximum dose
6	MHT-13	Shriko-Tec Nano 4 + Sx-32	Maximum dose
7	MHT-14	Shriko-Tec Nano 4 + Sx-32	Maximum dose
8	MHT-16	Use of Zeolite	Replacing the 15%

Table 12: Proportions of materials in concrete mixtures

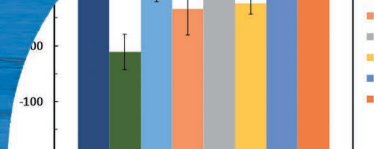
Sample Id.	Cement mass, kg/m <sup>3</sup>	Water mass, kg/m <sup>3</sup>	Fine aggregate quarry
MHT-1	493	195	Arimao
MHT-2	519	195	Arimao
MHT-3	539	200	Arimao
MHT-4	558	190	Arimao
MHT-8 to MHT -16	390	168	Purio

Sample Id.	Fine Aggregate mass, kg/m <sup>3</sup>	Coarse aggregate quarry	Coarse aggregate mass, kg/m <sup>3</sup>
MHT-1	680	Yigre	1005
MHT-2	680	Yigre	1005
MHT-3	680	A.Mestre	1005
MHT-4	680	Algaba	1005
MHT-8 to MHT -16	967	Purio	874

Samples with Shriko-Tec Nano 4 additive SRAs, cover the full range of application of product concentrations, including minimum and maximum dosage (0.5% - 1.5% by weight, relative to the weight of the cement). In addition,





compatibility of this additive with super-fluidifying additives of types N100-RC and Dynamón Sx-32 is verified. Finally, sample is made with the use of zeolite from Tasajeras quarry in San Juan de las Yeras, province of Villa Clara, which substitute a 15% of cement volume of the original dosage. These samples and corresponding free-of-additives patterns in their composition are compared each other's. Table 12 shows dosages or proportions of materials used in concrete samples preparations in both set of samples groups. Cement type used was SF in all cases.

Mortars samples are organized as follows: pattern sample, sample including zeolite and  $w/c = 0.55$  and addition of shrinkage reducing additive. Table 13 shows dosages or proportions of materials used for 1 m<sup>3</sup> of mortar samples.

Additionally, Table 14 summarizes the samples of both investigations (concrete and mortar samples) which are compatible for a comparative analysis of shrinkage deformations. Selected samples are those corresponding in their formulation, differing only in the absence of coarse aggregate in the mortar samples.

Table 13: Proportions of materials in mortars mixtures

Sample Id.	Cement mass, kg	Zeolite mass, kg	Water mass, kg
MM1	390.0	0.0	190.0
MM5	331.5	34.4	163.0
MM10	390.0	0.0	167.7
Sample Id.	Fine Aggregate mass, kg	w/c (water to binder ratio)	
MM1	902.0	0.49	
MM5	680.0	0.45	
MM10	1005.5	0.43	

All evaluated samples are under different RH regimes, to evaluate the influence of this variable on shrinkage deformations. RH regimes consist of placing specimens at RH = 100% conditions, by its immersion in a curing tank by 24 hours. Afterwards, samples are placed in an oven, with controlled-RH = 70% and constant temperature of 30°C, until the samples arrive to constant weight (7 days). Then, samples are set to RH = 45% conditions, and temperature of 25°C in a controlled temperature room (7 days).

Table 14: Correspondence between mortar and concrete samples

Concrete sample Id.	Dosage similar to	Mortar sample Id.
MHT-1	≈	MM1
MHT-8	≈	MP Ar
MHT-2	≈	MM5

MP Ar is the pattern sample of mortars dosages with use of SRAs

## Test procedures

### Shrinkage test

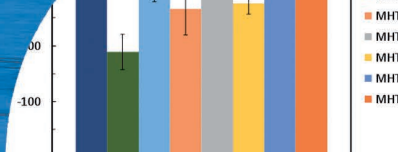
Procedure for measurement of deformation due to drying shrinkage adopted in correspondence with (ASTM-C157, 2006), however it was decided to show values of shrinkage as in international literature in  $\mu$ strain, unlike the ASTM that expresses them in %. For measurements on the upper and lower faces of the testing pieces, fixed measuring points are placed, as constant references for performing length change measurements. At  $23 \frac{1}{2} \pm \frac{1}{2}$  hours of concreting, the specimens must be stripped and measured for the first time. It is then, submerged in a 28-day curing vessel, for their length monitoring.

Measurements are performed in-between 8:00 AM - 9:30 AM to minimize the effect of the ambient conditions, so no significant impact on stability of samples occurs. Samples should not remain more than 35 minutes outside the conditions of temperature and relative humidity to which they are exposed.

### Estimation of microstructural characteristics using the Powers model

Powers and Brownyard (Brouwers, 2004) were the first to investigate systematically the reaction of cement and water and the composition of cement paste. This model is still valid, especially when Portland cement with high clinker content is used, such as in this case. The concept of non-evaporable water and gel is introduced. Their specific volumes are inferior to those of the free water, explaining the causes of the chemical contraction. The retained water is related to the content of the four most abundant clinker phases, namely: alite, belite, aluminate and ferrite.

The model addresses important aspects, such as the specific volume of non-evaporable water and gel, as well as the



question of water being “compressed”. Subsequently, it will be demonstrated that its water retention data allows the study of the molar reactions of the calcium silicates and the reaction products C-S-H and CH, representing a major innovation.

Saturated C-S-H density and its porosity obtained using the molar reactions and the specific volumes of non-vaporizable water and gel, could help explaining the mechanism behind shrinkage.

Powers and Brownyard (Brouwers, 2005) model is used for characterization of pore microstructure of studied samples, which allows a quantitative estimation of the volumes of hydration products of cement paste, adopting as variables the degree of hydration  $\alpha$  - fraction of hydrated cement and non-evaporable water. This model, as highlighted by Brouwers (2004, 2005), distinguishes three phases in cement paste: capillary pores, unreacted cement and hydration products. The products of hydration include the products resulting from the hydration of the different phases of the clinker, as well as the space existing in the gel pores. Specifically, the use of expressions provided by the model for determination of the non-resistant compounds of the concrete mixtures, allows an approximated estimation of the total volume of paste in the mixture, the volumes of porosity, capillary water and volume of missing paste of the analyzed mixtures. For those purposes, the following expressions are used:

- Total volume of paste in the mixture  $T_{vp}$ :

$$T_{vp} = V_{cem} + V_{water} + V_{fines} \quad (1)$$

- Volume of contraction pores :

$$V_{pc} = \alpha(0.254 V_{hc}) \quad (2)$$

where  $\alpha$  is the cement hydration degree,  $V_{hc}$  is the water required for hydration.

-Volume of capillary water  $V_{hi}$ :

$$V_{hi} = \frac{w}{c} - \alpha V_{hc} - V_{hgel} \quad (3)$$

where  $V_{hc}$  is the water required for hydration, w/c is the water-cement relationship,  $V_{hgel}$  is the gel water volume.

- Volume of missing paste :

$$V_{fp} = V_{voids} - V_{paste} \quad (4)$$

where  $V_{voids}$  is the void volume of the cement matrix,  $V_{paste}$  is the volume of paste in cement matrix.

The authors adopted a value of the degree of hydration of the cement  $\alpha$  from Fernandez (2008) and carried out a complete characterization of the type of cement used. In addition, degree of hydration of the cement was determined by image processing to the results of the application of electronic microscopy scanning, being determined as degree of hydration of the cement:  $\alpha = 84.0\%$  at 28 days of setting (Fernandez, 2008).

## Results and discussion

### Results of the shrinkage measurements

Figure 2 presents results of measured strain obtained on samples of Group 1, following the procedure described in ASTM C157 (2006).

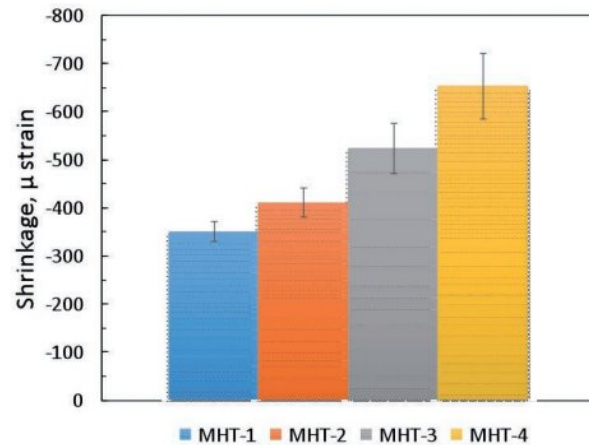


Figure 2: Behaviour of maximum deformations for group 1

As can be observed in Figure 2, development of remarkable deformation values was registered, which considerably exceed 150  $\mu$ -strain, recommended in ACI-231 (2008) as deformation threshold for cracking.

On the other hand, Figures 3 and 4 present the results of measurements made in Set-2-samples and mortar samples respectively, following the procedure described in ASTM C157 (2006), also for mortar samples.

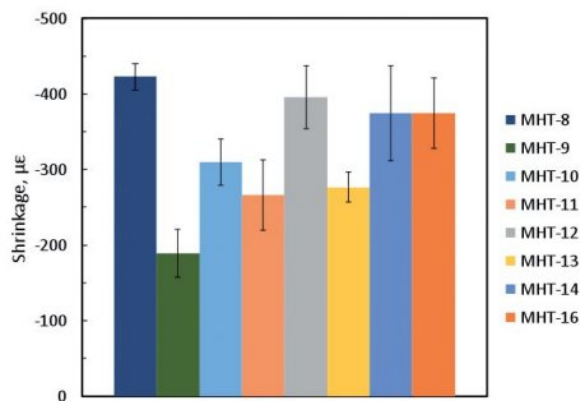


Figure 3: Behaviour of the maximum deformations for Group 2-samples

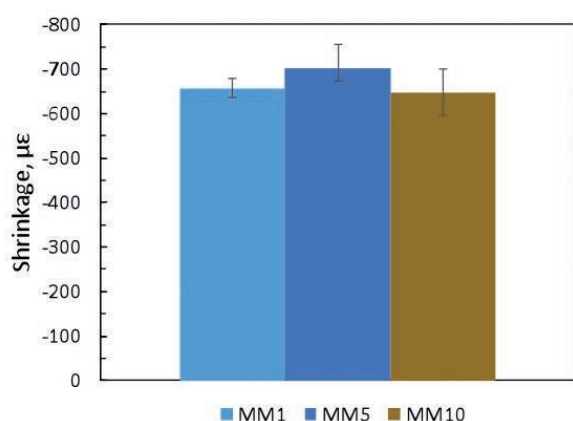


Figure 4: Behaviour of the maximum deformations for mortars-samples

### Influence of the type of coarse aggregate on drying shrinkage deformations

Analysis of results of Set-1 samples shows that there are statistically, significant differences on the shrinkage values of each one of the analyzed samples. This proves that the type of coarse aggregate determines the magnitude of the drying shrinkage of the concrete samples studied. The different origin of the arid (quarries) in the samples, therefore the surface roughness, adsorption of moisture, shape of the particles and other factors that influence the paste-arid interface change, points to shrinkage deformation changes.

In order to show that the influence of the coarse aggregate type, parameters as quantity and type of cement, and fine aggregate materials were kept constant in samples. In the same way, water/cement w/c and aggregate/cement ratios were kept constant.

The importance on the variation in the type of coarse aggregate could be explained through the severe variations in the characteristics of the pore matrix of samples, the volume of pores of the samples and in the sample concentrations of paste; all caused by changes in aggregates (Bentz and Jensen, 2004).

A similar evaluation was made on mortar-samples having mix proportioning, similar to those of concrete mixtures studied in the present investigation. The differences can clarify the impact of coarse aggregates on the shrinkage of concrete, moreover the reduction effect due to the presence of coarse aggregates in mixtures. This is consistent with results presented by Rao (2000). Values of shrinkage deformations experienced by each sample were grouped according to each of the levels of the factor evaluated as shown in Figure 5.

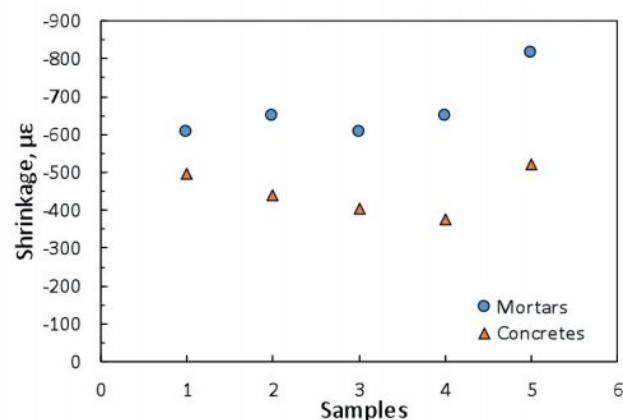
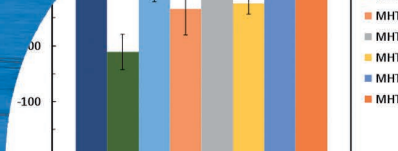


Figure 5: Shrinkage comparison between strains values obtained in mortar and concrete samples

These results confirm, with statistical significance, that deformations produced by drying the concrete samples are lower than those produced in mortar samples. This is confirmed by Bouhamou *et al.* (2013) and Rao (2000). Impact can be as high as 48%, when evaluating the effect of coarse aggregate on concrete deformations induced by drying. These results show the important role that coarse aggregates could play in reducing the development of drying shrinkage in concrete structural members.

It is important to point out, that from the studied types of coarse aggregate, the Algaba’s quarry is associated with the concretes that experimented the greatest development of shrinkage (with a difference of 35% of the reference standard sample), so it is evaluated as the aggregate with



the least restrictive capacity against shrinkage. While aggregates from Armando Mestre and El Yigre quarries show the best moderating effect of shrinkage, achieving concretes with 16% decrease of shrinkage with respect to the reference standard sample.

### Influence of the total amount of paste on mixtures in drying shrinkage

The volume of paste in concrete mixtures is generally much lower than in mortar (Bouhamou *et al.*, 2013), and it is mainly focused on the phenomenon of shrinkage and not on the skeleton of coarse aggregate, which on the contrary, obstructs the development of this process.

That is why an analysis must be carried out between the proportion of paste volume in the mixture and the development of the shrinkage deformations, since the volume of paste in the mixture is moderately a governing factor in the reaction process of the cementitious materials (Bouhamou *et al.*, 2013; Güneysi *et al.*, 2008).

Another important factor influencing the amount of paste in concretes is the formation of the skeleton of samples, precisely the common distance covered between two adjacent coarse aggregates, called the maximum thickness of the paste (Fujiwara, 2008). This property not only influences the shrinkage, but also the development of compressive strength, which reflects the influence of topology of the skeleton, establishing that the shorter the distance, the higher the performance of the concrete. Therefore, it is assumed that a minimum volume of paste supports this condition (Sant, 2009).

Figure 6 presents results obtained from the comparative process, between the values of shrinkage deformations and the values of total paste concentrations in samples, determined according to the procedures proposed in (Howland, 2012). In this procedure, the volume of paste of the mixture is the volume sum of the cementing material, the fine aggregates with maximum size less than 0.59 mm and the water in the mixture, according to (1). It clearly shows perceptible dependence relations, which corroborate good correlation levels ( $R^2$  value) of fitting curves of data. As volume of paste in the mixtures increases (see Figure 5), values of shrinkage deformations decrease. These results are consistent with the findings of other authors,

who confirm the direct relation of dependence existing between the volume of paste in samples and shrinkage deformations (Bissonnette *et al.*, 1999; Güneysi *et al.*, 2008).

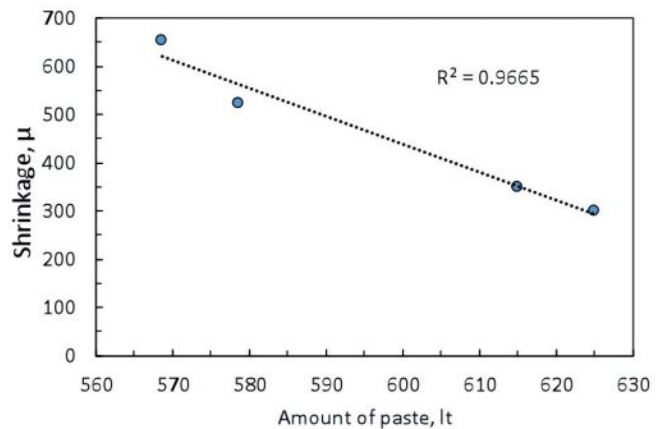


Figure 6: Relation between paste volume and shrinkage deformations

### Influence of the microstructure of samples in the evolution of the shrinkage

The microstructure of cementitious materials is a property that evolves over time, influenced by many variables, such as temperature and relative humidity. The microstructure of these materials generally begins as an aqueous dispersion of a finely divided powder and aggregates of various sizes, until it evolves into a solid mass, formed by a porous matrix of interconnected solid products and aggregates inclusions (Segura *et al.*, 2008). The development of many of its performance properties such as compressive strength, permeability, porosity, among others, depend on the microstructural characteristics of the materials.

It has been also proven, that refining the pore matrix of the samples brings about notable reductions in the development of shrinkage deformations that are achieved (Li and Yao, 2001). Further, the pore structure of samples defines the evolution of the magnitudes of shrinkage. Additionally, Chen *et al.* (2013) can verify that the pore structure of the samples defines the evolution of the magnitudes of the retraction. The expression of Young-Laplace for the capillary tension  $p_c$ , physically summarizes it.

$$p_c = \frac{2\gamma_w \cos\theta_w}{r-t} \quad (5)$$

Where  $\theta_w$  is the contact angle in degrees,  $\gamma_w$  is the surface

tension of the pore solution in N/m,  $r$  is the radius of the menisci in m and  $t$  is the thickness of an adsorbed layer on the surface of the pore wall as shown in Figure 7. Expression (5) clearly shows the inverse relationship between the development of the porous structure and the retraction.

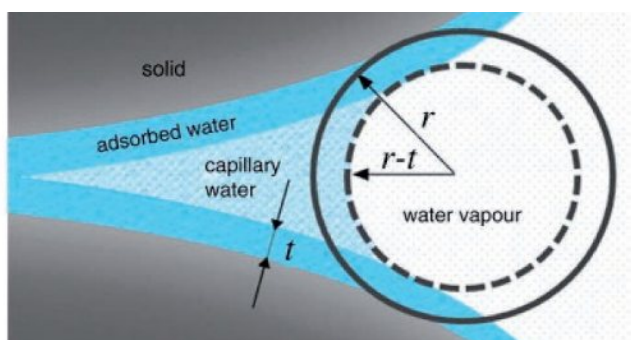


Figure 7: Schematic representation of menisci and adsorbed water layer in capillary pores (Chen *et al.*, 2013)

After quantification of non-resistant compounds in samples, the evolution of different estimated microstructural parameters was monitored. Results are consistent with the findings of Juenger and Jennings (2002) and Sun *et al.* (2001). As porosity increases, values of shrinkage deformations increase proportionally. The inversely proportional relation existing between the capillary water and the shrinkage, denoted as Young-Laplace expression for capillary tensions computation has also been observed. It is possible to identify a directly proportional relation between the amount of missing paste and development of shrinkage deformations. Figures 8a, 8b and 8c show the relation between shrinkage and contraction pores, volume of capillary water and volume of missing paste. As it can be observed, the shrinkage strains versus contraction pores relation is far from a linear correlation, unlike the rest of the relations.

### Shrinkage evolution according to the mitigation strategies evaluated

An independent analysis on the contribution of shrinkage reduction by each separately variant, it allows concluding that, zeolite achieves around 11% of shrinkage reduction as shown in Figure 9.

Contribution of the lime-pozzolan mineral addition

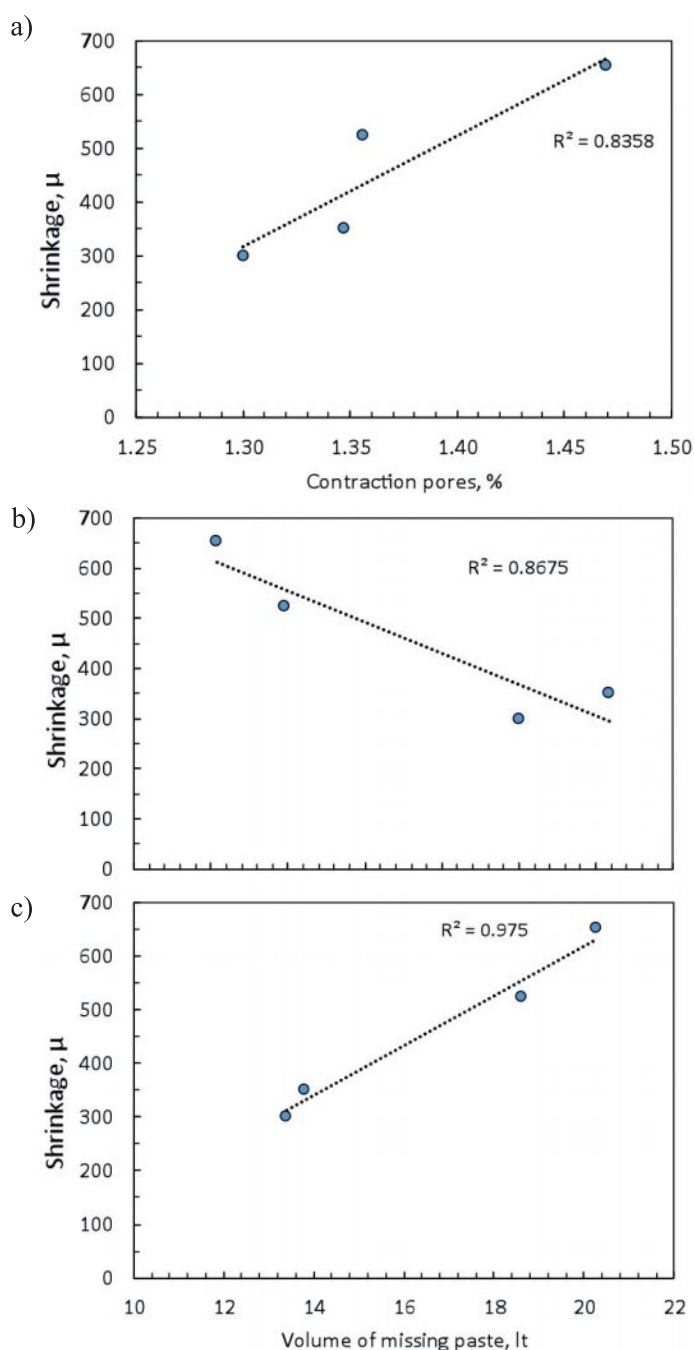


Figure 8: Evolution of estimated microstructural parameters, relation between shrinkage strain and: a) contraction pores, b) volume of capillary water and c) missing paste

to grading of fines in the matrix, which decreases the development of the shrinkage from the increase of amount of paste of mixtures (Bouhamou *et al.*, 2013), can explain this behaviour. The calcium hydroxide occupies the void spaces between the cement grains and, possibly, the high fineness pozzolan, occupy the small spaces between small grains of the fine aggregate (Martirena, 2004).

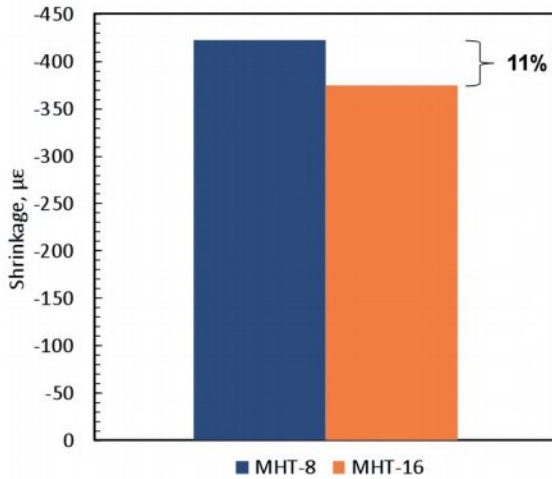
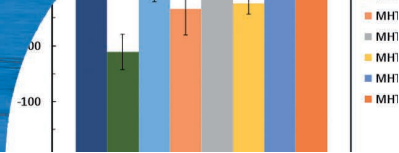


Figure 9: Comparison of shrinkage values between the reference sample MHT-8 and zeolite sample MHT-16

The use of shrinkage reducing admixtures have yielded excellent results with respect to reduction of shrinkage, reaching reduction values of up to 51% with respect to pattern sample as shown in Figure 10a.

Decrease generated in the surface tension of water contained in pores, reduces the effect of this type of additive (Sant, 2009). The positive effect of reductions obtained with SRAs used, can also be illustrated through the values of the stress generated in the elements, considered as restrained, with  $E = 25.743$  GPa, corresponding to  $f'_c = 30$  MPa, as a function of magnitudes of shrinkage deformations (see Figure 10b). Maximum stress for tension cracking, just for illustrative purposes, has been taken as  $f_t = 0.1 f'_c = 3$  MPa. In this stress analysis, it can be seen that, tensions generated by deformations of the standard sample exceed 350% (3.5 times) the boundary of permissible stresses in the elements for the beginning of cracking, while in samples with SRAs addition, this border is exceeded only by 33%, which in practice, could represent the isolated occurrence of minimal cracks.

## Conclusions

Coinciding with international literature, changes in internal RH are the initial cause of shrinkage. Other factors that can influence the process in different magnitude are: water to cement ratio w/c, quantities, types and proportions of aggregates, amount of cement, curing environment, amount of paste of mixture, characteristics and configuration of the microstructure of mixture, porosity and use of additions.

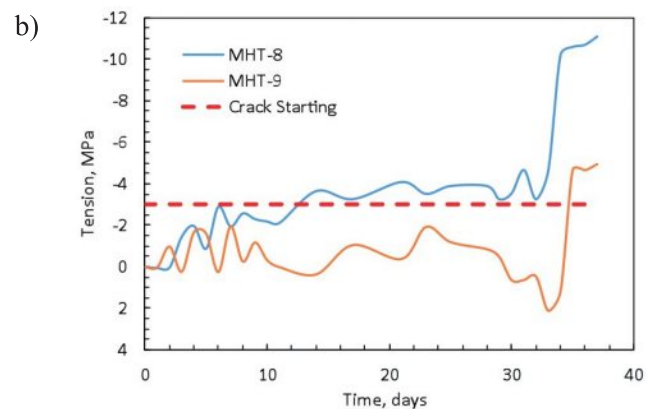
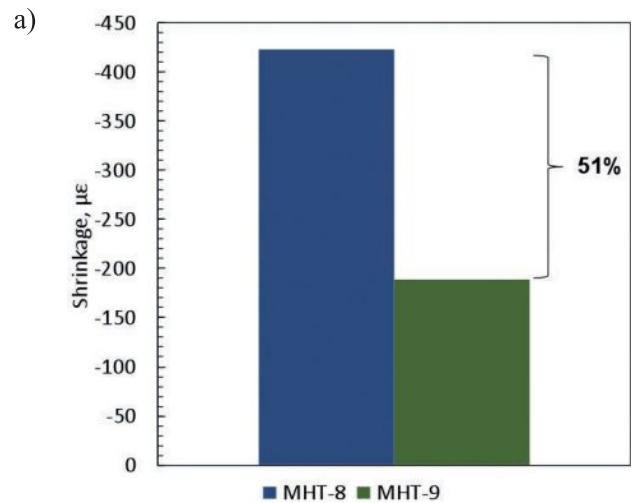
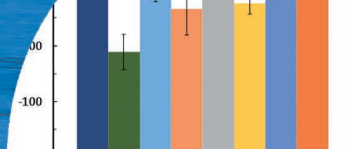


Figure 10: a) Comparison of shrinkage values: pattern sample (blue), SRA Shriko-Tec Nano 4 sample (green) and b) stress development due to drying shrinkage in both samples

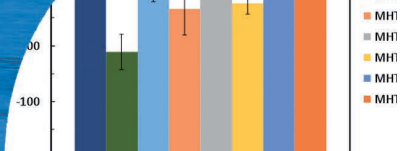
However, it is important to note that the effect of some of these properties may offset the effect of others, acting simultaneously on the same mixture. Also is proven, that the most important influencing factors in concrete mixtures are: i) microstructural composition of pore matrix, ii) configuration of arid-paste interface, iii) amount of paste in the mixture and iv) presence and quantity and type of coarse aggregate in the mixture. There are mitigation strategies that can succeed. Mixtures with low w/c ratios, which ensure the required paste volume, using low porous and high-density aggregates, must be designed to perform an optimum AF/AG ratio selection, capable of minimizing the void volume. Further, the use of supplementary cementitious materials such as zeolite can contribute to the decrease of shrinkage. The use of chemical shrinkage reducing additives SRAs has proven to be the most effective strategy, especially those of tenso-active type (reduces the



surface tension of water). The use of this type of additive gave excellent results in reduction of shrinkage in samples (above 50% of initial deformations), demonstrating in a collateral way the effectiveness of the Young-Laplace equation as a physical-mathematic tool of explanation of development of capillary tensions due to shrinkage. This mitigation variant (SRAs), is the most effective mitigation solution to deal with the problem.

## References

- ACI-209R (1998). Prediction of creep, shrinkage, and temperature effects in concrete structures. American Concrete Institute ACI, Detroit, USA
- ACI-231 (2008). Control of shrinkage, early age cracking, causes, measurement and mitigation. American Concrete Institute ACI, Detroit, USA
- ASTM C157 (2006). Length change of hardened hydraulic-cement mortar and concrete. American Society of Testing and Materials ASTM, USA
- Bentz, D.P. and Jensen, O.M. (2004). Mitigation strategies for autogenous shrinkage cracking. *Cement and Concrete Composites* 26(6), 677-685
- Bissonnette, B., Pierre, P. and Pigeon, M. (1999). Influence of key parameters on drying shrinkage of cementitious materials. *Cement and Concrete Research* 29(10), 1655-1662
- Bouhamou, N.E., Belas, N., Bendani, K. and Mebrouki, A. (2013). Shrinkage behavior of a self-compacting concrete. *Materiali in tehnologije* 47(6), 763-769
- Brouwers, H.J.H. (2004). The work of Powers and Brownard revisited: Part 1. *Cement and Concrete Research* 34(9), 1697-1716
- Brouwers, H.J.H. (2005). The work of Powers and Brownard revisited: Part 2. *Cement and Concrete Research* 35(10), 1922-1936
- Chen, H., Wyrzykowski, M., Scrivener, K. and Lura, P. (2013). Prediction of self-desiccation in low water-to-cement ratio pastes based on pore structure evolution. *Cement and Concrete Research* 49, 38-47
- Eguchi, K. and Teranishi, K. (2005). Prediction equation of drying shrinkage of concrete. *Cement and Concrete Research* 35(3), 483-493
- Fernandez, R. (2008). *Calcined clayey soils as a potential replacement for cement in developing countries*. PhD thesis, EPFL, Lausanne, Switzerland
- Fujiwara, T. (2008). Effect of aggregate on drying shrinkage of concrete. *Journal of Advanced Concrete Technology* 6(1), 31-44
- Gribniak, V., Kaklauskas, G. and Bacinskas, D. (2008). Shrinkage in reinforced concrete structures: a computational aspect. *Journal of Civil Engineering and Management* 14(1), 49-60
- Güneyisi, E., Gesoğlu, M. and Mermerdaş, K. (2008). Improving strength, drying shrinkage, and pore structure of concrete using metakaolin. *Materials and Structures* 41(5), 937-949
- Helmuth, R.A. and Turk, D.H. (1967). The reversible and irreversible drying shrinkage of hardened Portland cement and tricalcium silicate pastes. *Journal of the Portland Cement Association Research and Development Laboratories* 9(2), 8-21
- Herrera, L.L. and Ramírez, R. (2014). *Evaluation of cracking of concrete in bungalow-like structures caused by retraction induced by relative humidity gradients*. Degree project, Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas, Cuba
- Howland, J.J. (2012). Performance by durability of reinforced concrete structures. Politechnic Institute of La Havana
- Jafarifar, N., Pilakoutas, K. and Bennett, T. (2014). Moisture transport and drying shrinkage properties of steel-fibre-reinforced-concrete. *Construction and Building Materials* 73, 41-50
- Juenger, M.C.G. and Jennings, H.M. (2002). Examining the relationship between the microstructure of calcium silicate hydrate and drying shrinkage of cement pastes. *Cement and Concrete Research* 32(2), 289-296
- Li, J. and Yao, Y. (2001). A study on creep and drying shrinkage of high performance concrete. *Cement and Concrete Research* 31(8), 1203-1206
- Liu, L., Wang, X., Chen, H. and Wan, C. (2016). Microstructure-based modelling of drying shrinkage and microcracking of cement paste at high relative humidity. *Construction and Building Materials* 126, 410-425
- Martirena, J.F. (2004). *A compatible environment alternative to reduce the consumption of Portland cement clinker binder*. Doctoral thesis, Universidad Central Marta Abreu de Las Villas, Cuba (in Spanish)



Pan, H., Yang, Z. and Xu, F. (2016). Study on concrete structure's durability considering the interaction of multi-factors. *Construction and Building Materials* **118**, 256-261

Rao, A. (2000). Long-term drying shrinkage of mortar-influence of silica fume and size of fine aggregate. *Cement and Concrete Research* **31**(2), 171-175

Sant, G.N. (2009). *Fundamental investigations related to the mitigation of volume changes in cement-based materials at early ages*. PhD thesis, Purdue University, USA

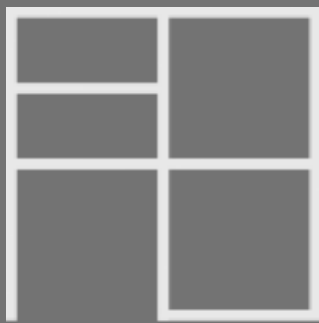
Segura, I., Moragues, A. y Anaya, J.J. (2008). Microstructural characterization of cement base materials by destructive tests: part II. *Cemento y Hormigón* **921**, 4-28 (in Spanish)

Sun, W., Chen, H., Luo, X. and Qian, H. (2001). The effect of hybrid fibers and expansive agent on the shrinkage and permeability of high-performance concrete. *Cement and Concrete Research* **31**(4), 595-601

Verbeck, G.J. and Helmuth, R.A. (1969). Structures and physical properties of cement paste. *5<sup>th</sup> International Congress on the Chemistry of Cement*, Tokyo, 1-32

Zhang, J., Hou, D. and Han, Y. (2012). Micromechanical modeling on autogenous and drying shrinkages of concrete. *Construction and Building Materials* **29**, 230-240





CASTILLO Y  
— BONO

*Una empresa regional, que por más de 15 años ha estado presente en la infraestructura social y privada de la región y país*

## **SERVICIOS**

**Movimientos de Tierra, Obras Civiles, Pinturas, Tabiquerías, Cerámicos, Piss Vinílicos, Cielos Modulares, Enfierraduras, Hormigones, Estructuras de Aluminio, Muebles, Impermeabilización, Pavimentos, Cubiertas, Calefacción y Aire Acondicionado, Electricidad y Corrientes Débiles, Estructuras.**

## **Contacto**

ARTEAGA ALEMPARTE 8811, HUALPÉN.

TÉLEFONOS 41 295738341 2938058 CORREO: CONTACTO@CASTILLOYBONO.CL

## 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:

Moffat, R., Correia, N. and Pastén, C. (2016). Comparison of mean shear wave velocity of the top 30 m using downhole, MASW and bender elements methods. *Obras y Proyectos* **20**, 6-15

Escribano, D.E. and Nash, D.F.T. (2015). Changing anisotropy of  $G_0$  in Hostun sand during drained monotonic and cyclic loading. *Soils and Foundations* **55**(5), 974-984

Kausel, E. (2017). *Advanced structural dynamics*. Cambridge University Press
6. Tables and formulae (equations) should be numbered sequentially in the same order as they appear in the text, with Arabic numbers and referring to them as: Table 1, Table 2, formula (1), formula (2)...etc., as appropriate. Tables should not repeat results presented in plots and the titles for tables put above the table. The unit system accepted is the International System IS.
7. Figures can include plots, sketches and diagrams. Figures should be sent ready for publication, laser print quality. Photographies and pictures should also be of high quality. Sequentially numbered as Figure 1, Figure 2 or Photography 1, Photography 2, etc. and the title for the figure put below the figure. Figures have to be mentioned in the text before they appear.
8. Opinions stated in the articles published in Obras y Proyectos are exclusive responsibility of the authors and they do not reflect necessarily the point of views of the Department of Civil Engineering of the Catholic University of Concepción, UCSC.
9. The submission of an article to Obras y Proyectos implicates that the authors accept to transfer the authors' rights of their articles to the UCSC only if the article is accepted for publication. The copyrights cover the exclusive rights for the reproduction and distribution of the article, including reprints, photographic reproductions, microfilms, scanning or any other similar production method as well as translations. Permissions to use figures which do not belong to the authors have to be obtained by the authors before submitting the article.

# CONSTRUCTORA ICAS

SOCIEDAD INGENIERÍA Y CONSTRUCCIÓN ALEXANDRO SOUTO LIMITADA

## Construye el nuevo Edificio de Laboratorios de la Facultad de Ingeniería UCSC

La obra considera la Construcción del Edificio de Laboratorios de Estructura, Hidráulica y Geotecnia, habilitación de oficinas para académicos, salas de clases, un auditorio y estacionamientos.



**FERRARA**  
PROYECTOS ESPECIALES

FERRARA Proyectos Especiales  
Rengo 1270, Ñuñoa  
Tel.: +56 2 2204 1010  
contacto@ferrara.cl  
www.ferrara.cl

- Obras Previas
- Pilotes de Gran Diámetro
- Muro Berlínés
- Soil Nailing
- Micropilotes
- Anclajes
- Fortificaciones

