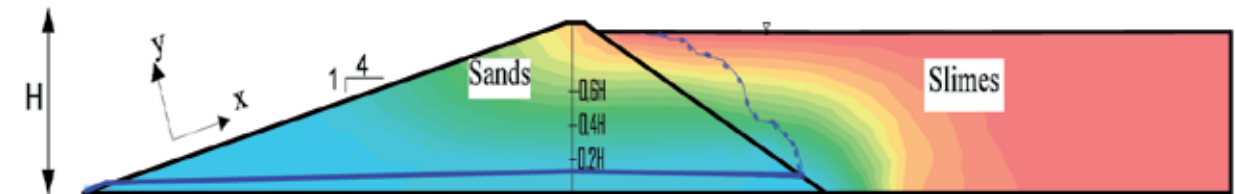


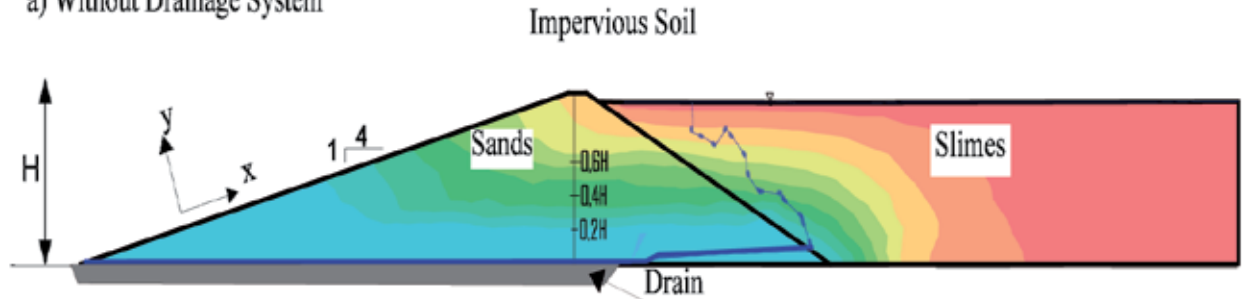
# Obras y Proyectos

Revista de Ingeniería Civil

Sand :  $e = 0,7$   $K_{xs} = 10 \cdot K_{ys} = 5E-4$  cm/s  
Slimes:  $e = 1,0$   $k = 1E-6$  cm/s



a) Without Drainage System



b) With Drainage System

Design, construction, operation and the effect of fines content and permeability on the seismic performance of tailings sand dams in Chile  
Diseño, construcción, operación y el efecto del contenido de finos y la permeabilidad en el desempeño sísmico de presas de relave de arena en Chile  
L. Valenzuela

Uncertainty in the estimation of the spectral significant wave height and energetic wave period in the modeling of wave propagation of sea - case region of Valparaíso  
Uncertainty in the estimation of the spectral significant wave height and energetic wave period from wave propagation models - case of Valparaíso region  
J. Beyá, A. Gallardo, F. Lucero, P. Catalán y A. Puelma

Analysis of the period and displacement of reinforced concrete buildings considering different degrees of stiffness in their resistance elements  
Period and displacement analysis of reinforced concrete buildings with different degrees of stiffness in their resistance elements  
C. López y J. Music

Towards a methodology for assessing the Human Development Index in the Chilean construction industry  
Hacia una metodología para evaluar el Índice de Desarrollo Humano en la industria de la construcción chilena  
E. Forcael, V. González, F. Orozco, A. Opazo, S. Vargas y A. Sandoval

A model to select attributes of a residential building that maximizes sales price  
Un modelo para seleccionar atributos de un edificio residencial que maximiza el precio de venta  
R. Schovelin y J. Roca

Analysis of three indirect methods for estimating the evapotranspiration in the agricultural zone of Chillán, Chile  
Análisis de tres métodos indirectos de estimación de la evapotranspiración para la zona agrícola de Chillán, Chile  
M. Bochetti, E. Muñoz, P. Tume y J. Bech

Gian Mario Giuliano, Ingeniero Civil, 1953-2015  
Gian Mario Giuliano, Civil Engineer, 1953-2015  
P. Dechent



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



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

The logo for LMMG, featuring the letters 'LMMG' in a bold, white, sans-serif font. Below the letters is a stylized white arrow pointing downwards, all contained within a dark blue shield-like shape.

- Perfil estratigráfico para suelos finos y gruesos hasta gravilla
- Toma de muestras
- Resistencia no drenada (suelos finos)
- Angulo de fricción
- Densidad relativa
- Conductividad hidráulica
- Velocidad de onda de corte Vs. (ensayo downhole)
- Módulo de deformación
- Determinación de suelos con potencial de licuefacción

- *Ensayo CPTU portátil*
- *De fácil acceso a relaves y terrenos de difícil acceso*
  - *Posibilidad de sondajes en obras portuarias*
  - *Equipo camión CPTU de 20 tons disponible*



**GEOTECNIA ENSAYOS CPT**

[www.lmmg.cl](http://www.lmmg.cl) - [contacto@lmmg.cl](mailto:contacto@lmmg.cl)



Universidad Austral de Chile  
Facultad de Ciencias de la Ingeniería



SOCHIGE

# IX CONGRESO CHILENO DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA 2016

## Valdivia - 5 al 7 Diciembre

Los esperamos en la ciudad de Valdivia los días 5, 6 y 7 de Diciembre 2016 para participar activamente en esta novena versión del Congreso de la Sociedad Chilena de Ingeniería Geotécnica que, en esta oportunidad organiza la Universidad Austral de Chile en el campus Isla Teja. En este importante evento, es la oportunidad para que con-

tinuemos avanzando significativamente en el estado del arte y la práctica sobre la ingeniería geotécnica. Como siempre serán unos días de compartir, aunque en esta oportunidad disfrutaremos de las delicias de una de las ciudades más turísticas y antiguas de Chile... la ciudad del Calle Calle.



Informaciones:

[www.congresosochige.cl](http://www.congresosochige.cl)  
562 2585 8180

Escríbanos a:

[contacto@congresosochige.cl](mailto:contacto@congresosochige.cl)

Escanee el código QR e  
inscríbese ahora

Valor por inscripción  
temprana hasta el  
31 de Julio

Expositores plenarios a la fecha

**Steve Kramer**  
University of Washington  
EE.UU

**Rigoberto Rivera Constantino**  
Facultad de Ingeniería de la UNAM  
México

**Ramón Verdugo**  
CMGI Ltda.  
Chile





UNIVERSIDAD CATOLICA  
DE LA SANTISIMA CONCEPCION



MAGISTER

# INGENIERÍA GEOTÉCNICA

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

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

*The Sutton Trust. Think tank organisation*

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

*Postgraduate Premium report*

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

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

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

*Ground Engineering, marzo 2013*



Beca  
LGM

Consulta tu postulación al MIG en:  
[www.civil.ucsc.cl/magister/financiamiento](http://www.civil.ucsc.cl/magister/financiamiento)  
[palardon@ucsc.cl](mailto:palardon@ucsc.cl)  
+56 41 234 5852

Edición 19, Otoño 2016  
Revista Obras y Proyectos

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

#### Editor

Dr. Felipe Villalobos  
Universidad Católica de la Santísima Concepción

#### Comité asesor

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

#### Comité editorial

Dr. Giovanni Alvarado  
AECOM Pty Ltd, Perth, Australia  
Dr. Rodrigo Cienfuegos  
Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile  
Dra. Luisa Equihua  
Universidad 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 Kioto, Japón  
Dr. Ingo Weidlich  
Fernwärme-Forschungsinstitut e.V., Hannover, Alemania  
Dr. Torsten Wichtmann  
Instituto de Tecnología de Karlsruhe, Alemania

#### Diseño y diagramación

VCR Publicidad  
vcrpublicidad@gmail.com  
56 9 88823187

#### Contacto y envío de artículos

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

#### Avisos comerciales y suscripciones

Mauro Poblete  
mauro@ucsc.cl  
56 41 2345047  
Adriana Burgos  
aburgos@ucsc.cl  
56 41 234 58 52  
\$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.cl

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

 http://apps.webofknowledge.com

#### Definición de la Revista

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

#### Revisión de artículos por pares evaluadores externos

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

## Contenidos



- 6** Design, construction, operation and the effect of fines content and permeability on the seismic performance of tailings sand dams in Chile  
*Diseño, construcción, operación y el efecto del contenido de finos y la permeabilidad en el desempeño sísmico de presas de relave de arena en Chile*  
L. Valenzuela
- 24** Incertidumbre en la estimación de la altura significativa espectral y el período energético en el modelado de propagación de oleaje - caso región de Valparaíso  
*Uncertainty in the estimation of the spectral significant wave height and energetic wave period from wave propagation models - case of Valparaiso region*  
J. Beyá, A. Gallardo, F. Lucero, P. Catalán y A. Puelma
- 33** Análisis del período y desplazamiento de edificios de hormigón armado considerando distintos grados de rigidez en sus elementos resistentes  
*Period and displacement analysis of reinforced concrete buildings with different degrees of stiffness in their resistance elements*  
C. López y J. Music
- 50** Towards a methodology for assessing the Human Development Index in the Chilean construction industry  
*Hacia una metodología para evaluar el Índice de Desarrollo Humano en la industria de la construcción chilena*  
E. Forcael, V. González, F. Orozco, A. Opazo, S. Vargas y A. Sandoval
- 61** Un modelo para seleccionar atributos de un edificio residencial que maximiza el precio de venta  
*A model to select attributes of a residential building that maximizes sales price*  
R. Schovelin y J. Roca
- 74** Analysis of three indirect methods for estimating the evapotranspiration in the agricultural zone of Chillán, Chile  
*Análisis de tres métodos indirectos de estimación de la evapotranspiración para la zona agrícola de Chillán, Chile*  
M. Bochetti, E. Muñoz, P. Tume and J. Bech
- 84** Gian Mario Giuliano, Ingeniero Civil, 1953-2015  
*Gian Mario Giuliano, Civil Engineer, 1953-2015*  
P. Dechent



# Design, construction, operation and the effect of fines content and permeability on the seismic performance of tailings sand dams in Chile

Diseño, construcción, operación y el efecto del contenido de finos y la permeabilidad en el desempeño sísmico de presas de relave de arena en Chile

Fecha de entrega: 15 de diciembre 2015

Fecha de aceptación: 2 de junio 2016

Luis Valenzuela

Geotechnical consultant, Montecassino 929, las Condes, Santiago, Chile (formerly Arcadis Chile), valenzuelapluis@gmail.cl

*The significant growth of the metallic mining industry over the last few decades has made the construction of tailings deposits of large dimensions necessary, tailings being the fine mining waste resulting from the milling and concentration processes. The most common types of tailings dam in mining are the tailings sand dam, a special kind of hydraulic fill dam, for two main reasons: because such dams need to be built over a long period of time, and due to the low cost of sand available from the tailings. In particular, this paper analyses the behaviour of tailings dams in Chile, one of the most seismically active countries in the world. The design and construction of tailings dams, as well as the effect of drain gravels and filter materials on the geotechnical behaviour of the tailings sands, are also discussed. The importance of the operational phase is addressed, because in tailings dams this phase can last many years and be the determinant in the final behaviour of the dams. Finally, recommendations to mitigate risks along the complete life cycle of the dams are given, and permeability and fines content effects as well as sand tailings drained and undrained strength are considered.*

*El crecimiento significativo de la industria minera metálica en las recientes últimas décadas, ha hecho necesaria la construcción de depósitos de relave de grandes dimensiones. Los relaves son el desecho fino que resulta de los procesos de molienda y concentrado. Por dos razones principalmente, el tipo más común de presa de relaves en minería es la presa de arena de relaves, un tipo especial de presa de relleno hidráulico. Esto porque este tipo de presas se deben construir durante un período largo de tiempo y debido al bajo costo de la arena disponible de los relaves. Este artículo analiza el comportamiento de presas de relave en Chile, uno de los países más activos sísmicamente en el mundo. Se discute el diseño y construcción de presas de relaves, así como también el efecto de drenes de gravas y materiales de filtro en el comportamiento geotécnico de arenas de relaves. Se enfatiza la importancia de la fase operacional porque esta fase puede durar muchos años y ser determinante en el comportamiento final de las presas de relaves. Finalmente, se dan recomendaciones para mitigar los riesgos a lo largo del ciclo de vida completa de las presas y se considera también el efecto de la permeabilidad y contenido de finos además de la resistencia drenada y no drenada de las arenas de relaves.*

**Keywords:** tailings dams, sand dams, dam failures, mining

**Palabras clave:** presas de relaves, presas de tierra, fallas de presas, minería

## Introduction

Tailings sand dams are a special type of hydraulic fill dam for containing fine mine waste (tailings), whose construction dates back to at least the middle of the 19th Century. Some authors attribute the first use of this type of dam to the heyday of gold mining in California, USA, but it is possible that their origin is even older. This has been the most commonly used type of dam in the mining industry, as in many cases it is markedly cheaper than other alternative types, such as compacted earth or rock-

fill dams that use waste rock from the mine when available at an economical transport distance. In contrast with hydraulic fill dams for water reservoirs, the material used to build tailings sand dams is not natural borrowed soil, but the mine tailings themselves. A centrifugal mechanical device called a cyclone separates the tailings into a coarse portion, generically referred to as sand, and a fine portion, generally referred to as slime (Figure 1a). Figure 1b shows a typical particle size distribution range for copper tailings (feed) and for the resulting sands (underflow) and slimes

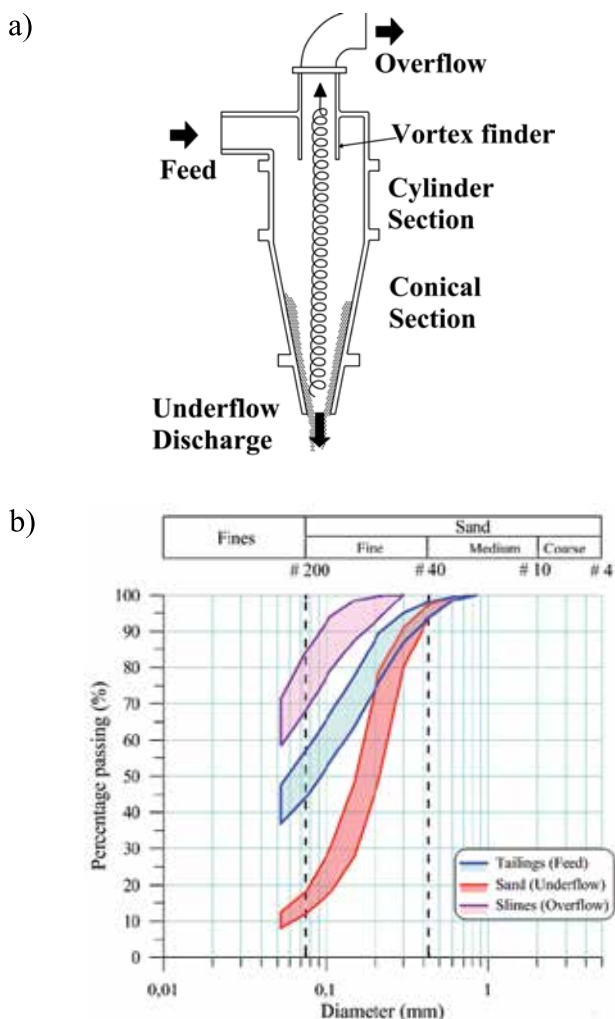


Figure 1: a) Scheme of a cyclone and b) typical range of particle size distribution for tailings (feed), sands (underflow), and slimes (overflow).



Figure 2: Cluster of cyclones from Quillayes tailings deposit

(overflow) after the cycloning process. The sand portion is used to build up the dam via hydraulic deposition.

Cyclones may operate individually or in a cluster consisting of several cyclones (Figure 2). Both types of cyclone may be fixed or mobile, the latter being able to move on the crest of the dam under construction.

There are three basic types of tailings dam constructed via hydraulic deposition of sand, referred to as upstream, centerline and downstream, according to their method of growth, as indicated in Figure 3.

In the construction of these dams, sand can be deposited hydraulically directly on the growing dam slope or, alternatively, deposited in cells as shown on Figure 4. Both deposition methods allow for sand to be compacted in layers thin enough to attain design densities, especially in the downstream and centerline construction methods.

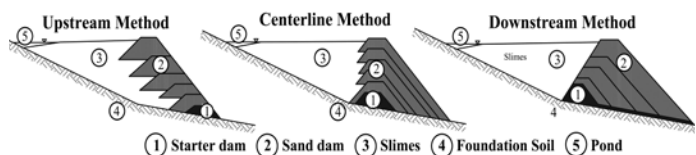


Figure 3: Typical cross sections of tailings dams based on their growth method.

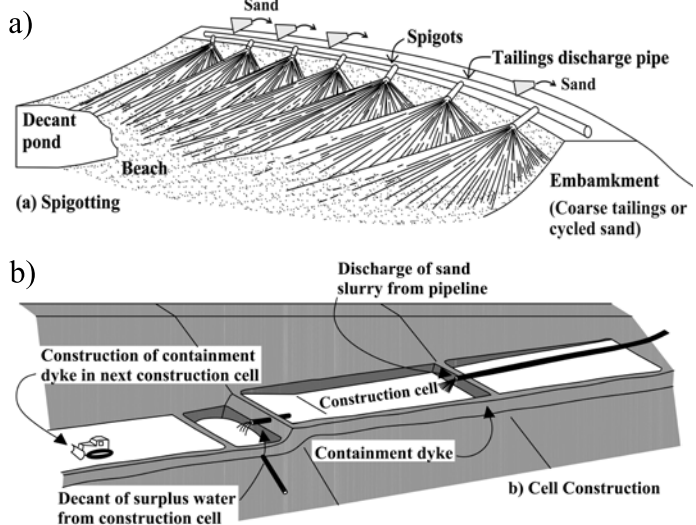
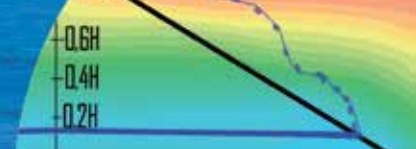


Figure 4: a) Sand deposited on the slope from the dam crest and b) sand deposited in cells

Examples of the various possible arrangements, as well as of other types of tailings dams and construction methods that have been used in various mining regions worldwide have been discussed in several publications, such as Vick (1983) and Blight (2010). The present paper deals only



with the case of tailings sand dams that close a gully or a valley in a narrow sector. This is a common condition in large-scale mines in the American continent, which in many cases are located in mountain ranges, frequently resulting in the construction of tall dams.

## General performance of tailings sand dams

Tailings sand dams are perceived to be relatively vulnerable structures that do not provide the same safety as conventional dams built for water impoundments or for power generation. This perception is, of course, related to the fact that the stability of sand dams depends on the geotechnical behaviour of hydraulically deposited sands subjected to a limited compacting effort, and therefore, supposedly susceptible to liquefaction. The regrettable history of tailings dam failures, several of them including fatalities and/or extensive contamination downstream from the dam, has prompted negative community perception. Figure 5 shows statistics of failure of conventional dams and tailings dams reported between 1800 and 2000, according to ICOLD (1995, 2001).

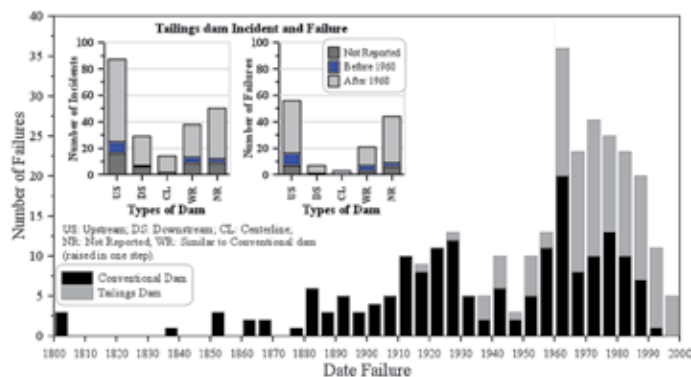


Figure 5: Statistics on dam failures according to ICOLD (1995, 2001)

Figure 5 shows that, during the period between years 1800 and 2000, the recorded number of tailings dam failures represents 40% of the total number of failures. However, this percentage increased considerably between 1960 and 2000, reaching 70%. This increase occurred in the period when the mining industry, especially metal mining, experienced a major production increase. The probability of failure of tailings dams has been estimated to be of the order of 1:700 to 1:1750 (Davies *et al.*, 2000), a figure that is much higher than for conventional dams used for water impoundment, estimated some years ago by Peck (1980) at 1:10000. Figures obtained in recent years have

indicated from two to five failures annually, a situation that merits concern. Three major dams failed in different world locations in 2014 alone (Priscu, 2014), the failure of the Mount Polley dam outstanding among them. Even though there were no fatalities in this failure, it attracted the attention of specialists and official agencies around the world, in part because it occurred in British Columbia, Canada, where regulations as well as design and operational practices had been considered exemplary. In 2015 the failure of Fundao upstream tailings dam in Brazil, still under investigation, caused 20 fatalities, the destruction of the town of Bento Rodrigues located 2 km downstream of the dam and the contamination of downstream river for several kilometers.

Published statistics have shown that tailings dams constructed using the upstream method have frequently suffered some type of incident<sup>1</sup>, as shown in Figure 5. Historically, upstream dams have been the most common and numerous tailings dams, as they are more economical in both investment and operating cost. The number of sand dams constructed by other methods – downstream and centerline – and even using other materials, such as rock-fill or compacted earth, has grown significantly during the last three to four decades, but in relative terms upstream dams continue to fail most often, especially in highly seismic countries such as Chile and Japan. In China, Wei *et al.* (2013) mention that the majority of tailings dam failures have been upstream dams, which caused 573 fatalities between 1962 and 2008. However, the authors acknowledge the numerous upstream dams in China that have performed satisfactorily, as discussed below.

Aside from construction method, there are general characteristics of tailings dams that make them relatively more vulnerable than other dams to certain situations, unless special care is taken in their design, construction, and operation. These characteristics are mainly the liquefaction potential of saturated and close-to-saturation sands, and their low erosion resistance. Although the figures mentioned by ICOLD (2001) are not explicit and do not contain complete details in all cases – for instance

<sup>1</sup> Incidents include three categories, according to USCOLD (1994) 0: failures, accidents, and groundwater. Failure is defined as breach of an embankment leading to release of impounded tailings; accident is defined as physical damage to the embankment that does not result in release of impounded tailings; groundwater is defined as the failure of an engineered design feature to control groundwater contamination in the manner intended.



the precise causes of the dam failures or accidents, or sometimes even the type of dam – certain major conclusions can be drawn from them. Considering the number of failures – excluding accidents and shortcomings in control of contamination through seepage – and their relationship to the type of dam, it is clear that far more failures involved upstream dams (56) than downstream (7) and centerline dams (3). It should be mentioned however, that prior to the 1960s, most tailings dams were of the upstream type, which would indicate bias in the statistics. On the other hand, although downstream and centerline tailings dams constructed since then have been significantly higher than in past decades, their performance has been markedly better.

In fact, although Chile is essentially a mining country with a mountainous topography in one of the most seismically active regions in the world, there have been no recorded failures of downstream or centerline dams, except for some minor incidents with minimal damage, whereas several failures have occurred in upstream dams, with at least two catastrophic cases. Industry, regulatory agencies, and specialists agree that downstream and centerline tailings sand dams – adequately designed, constructed, and operated – are intrinsically safer than upstream dams. The stability of the downstream dam is independent of the geotechnical and dynamic characteristics of the tailings and slimes retained by the dam. The geometry of these dams facilitates hydraulic deposition and compaction of sands, and also reduces the saturated zone in the dam body to a minimum. These characteristics prevent the risk of liquefaction and flow failure, from either an increase in static stress such as excessive deformation of foundation strata, or dynamic stresses from a seismic event. However, independently of the stability conditions that favour downstream and centerline dams, there are other causes of dam failure, for instance if no adequate water management measures are applied or if design and design criteria are not respected at any point during the construction and operation of the deposit. These aspects will be discussed later in this paper.

## Failure of upstream tailings sand dams in major earthquakes

We include below a description of some tailings dam failures in Chile, each of them associated with a major earthquake in the general region where these dams are located:

### Barahona N° 1 dam (1928)

Failure of this tailings dam, located in the Andes mountain range at an elevation of 1650 masl at El Teniente mine 80 km south-east of the city of Santiago in Chile's central zone, has been described by Agüero (1929), Troncoso *et al.* (1993) and Troncoso (2014). This failure occurred as a consequence of the 1928 Talca earthquake, magnitude  $M_s = 8.3$ , with its epicenter 180 km from the dam. The failure caused the release of some 2.7 Mm<sup>3</sup> (Millions of m<sup>3</sup>) of tailings, which descended through the canyon of the Cachapoal River, causing the death of 54 persons. This was a 65 m high upstream dam that was not compacted. Failure of the dam was due to liquefaction and flow of tailings. In this dam, as in other similar ones, low undrained resistance of slimes contributed to the failure. Figure 6a shows a cross-section of the dam and failure surface which had a downstream slope of 1:2 (V: H), according to Troncoso *et al.* (1993). This dam was reconstructed later and, although not in operation today, has been the object of recent reinforcements, completed in 2009. The dam now serves as an emergency deposit (Troncoso, 2015). The reinforced dam did not suffer damage during the Maule earthquake in February 2010 ( $M_w = 8.8$ ), although it is located only 133 km from the plate rupture zone associated with the earthquake.

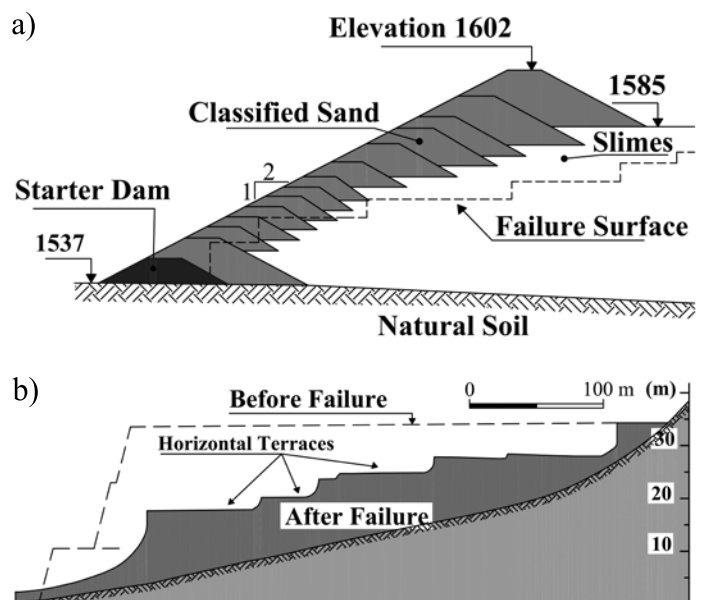


Figure 6: a) Cross-section of the Barahona N° 1 dam, showing the failure mechanism (Troncoso *et al.*, 1993) and b) El Cobre N°1 dam profile before and after the failure (Dobry and Alvarez, 1967)



### **El Cobre N° 1 dam (1965)**

This is the failure that is best known internationally, given its disastrous consequences: more than 200 people dead, and widespread contamination of an agricultural valley. The failure occurred during the 1965  $M_s = 7.4$  earthquake in central Chile, the epicenter of which was only 40 km away from the dam. The details have been described by Dobry and Alvarez (1967). This was an upstream dam, and its failure was due to liquefaction of sands and tailings flows (Figure 6b). El Cobre N°1 was located downstream of El Cobre dams N°2 and N°3. All three were upstream dams, although El Cobre N°3, located upstream of the other two, was at one time modified to operate briefly in a combination of downstream/centerline growth.

### **Cerro Negro dam (1985)**

Cerro Negro is an upstream and centerline growth dam of 30 m high. As a consequence of the Valparaíso earthquake in 1985, of  $M_s = 7.8$  magnitude, a portion of the central part of the dam failed, releasing close to 130000 tons of tailings and tailings sands, which flowed 8 km downstream. The failure was caused by cracks in the dam, liquefaction of slimes and tailings, overtopping of the dam, and flow of tailings, and has been described by Castro and Troncoso (1989).

### **Tailings dams affected by the 27F 2010 earthquake**

The Maule earthquake was the sixth largest earthquake recorded worldwide ( $M_w = 8.8$  magnitude), and involved a nearly 500 km-long rupture N-S zone between the Nazca and South American plates, approximately between the cities of Concepción and San Antonio (Ramirez, 2010; Valenzuela, 2010; Verdugo, 2011; Villavicencio *et al.*, 2014; Troncoso, 2014). The following tailings dams failed during this earthquake:

**Las Palmas**, located 120 km from the epicenter, at Penciahue, and 90 km from the plate rupture zone associated with the earthquake. Las Palmas was a 15 m high dam that had not been in operation since 1997 and had had incomplete and inadequate closure work. It failed due to liquefaction of the base of the dam and flow of tailings, causing 4 deaths. Its mode of construction is not clear; it was apparently started as a downstream dam, but rested on the tailings during its last phase.

**Veta del Agua**, located approximately 390 km from the epicenter near the town of Nogales and 60 km from the plate rupture zone, was actually a set of upstream dams that had been operated deficiently. The dam that failed in 2010 was dam N°1, which was around 17 m high. During the 1981 earthquake ( $M_s = 6.5$ ), the 20 m high Veta del Agua N°2 dam failed (Villavicencio *et al.*, 2014), and during the 1985 earthquake ( $M_s = 7.8$ ) the 24 m high Veta del Agua N°1 dam failed (Castro and Troncoso, 1989).

**Chancón**, 270 km from the epicenter in the Chancón area, is about 130 km from the plate rupture zone. It was an old dam, no longer in operation, to which a new tailings impoundment had been added. Instability of the sand dam due to longitudinal cracks, subsidence and displacements caused a reduction in capacity of the new impoundment.

**Bellavista**, a 14 m high upstream dam, is located 390 km from the epicenter near El Asiento and 85 km from the plate rupture zone. Instability in the dam caused by longitudinal cracks, settlement, and shifting, produced collapse of approximately 80% of the sand dam.

The Chilean experience indicates that even in earthquakes of great magnitude, all failures have occurred in upstream dams, with the exception of the damage suffered by Alhué dam, a downstream dam only 8 to 13 m high, that suffered an accident during the earthquake, due to design problems in the drainage system and a low degree of compaction. Every one of the dams that failed was relatively minor in terms of height and impounded volume, and with the exception of Alhué, had been either improperly closed without maintenance, or was operative but with low technical requirements and poor quality control.

The experience in Japan is similar in that the majority of tailings dams that have failed have done so from earthquakes, and that among those dams, many were of upstream construction (Ishihara, 1984; Ishihara *et al.*, 2015). Examples of the above are shown in Figure 7 and 8. ICOLD (2001) indicates that some downstream dams in Japan were also damaged in the 1978 earthquake ( $M = 7$ ), but the damage was classified as accident (cracking, settling) and not as failure.

Figure 9 includes the graph prepared by Conlin (1987) and complemented by Lo *et al.* (1988) and Verdugo (2011), showing several of the upstream dams that have failed,

and others that have not, according to the magnitude of the earthquake and the distance from the epicenter in the case of each dam, indicating a possible boundary between the two types of behaviour. However, distance from the epicenter in the case of the 2010 earthquake could be misleading, since this was a subduction earthquake with a very long N-S plate rupture some 500 km in length along the coast. Consequently, if the distance from the plate rupture zone is taken into consideration for each of the dams that failed in Chile in the 2010 earthquake instead of their distance from the epicenter, the limit proposed by Conlin (1987) probably would be valid even for high magnitude events.

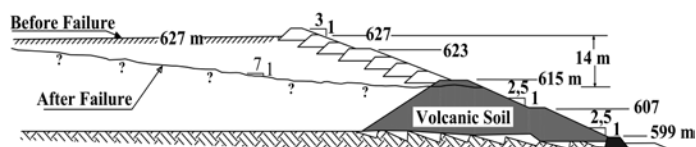


Figure 7: Cross-section through embankment of No. 1 dyke, Mochikoshi 1978 (Ishihara, 1984)

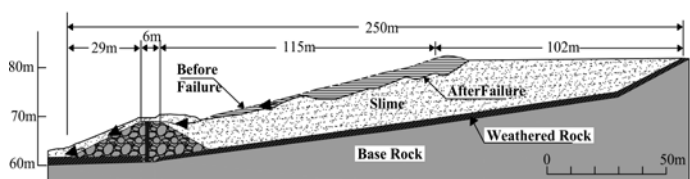


Figure 8: Cross-section of Kayakari tailings dam at Ohya mine before and after failure 2011 (Ishihara et al., 2015)

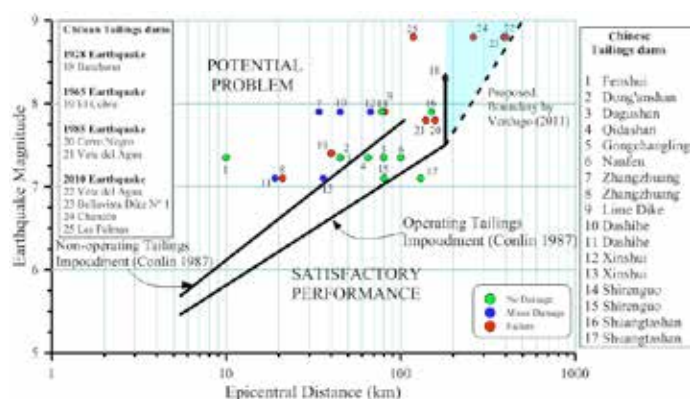


Figure 9: Susceptibility of upstream tailings dams to suffer damage due to earthquakes (Conlin, 1987; Lo et al., 1988; Verdugo, 2011)

Finn (1996), quoting Xin et al. (1992), notes that, regardless of the high total number of failures, statistics on China's upstream dams are more favourable, apparently because in China, the slopes of several of the downstream dams that had not failed during earthquakes were gentler, in the

order of 1:4 to 1:5 (V: H), and because deposited sands had a lower concentration of solids – in the order of 20% in weight – to facilitate formation of those slopes. In Figure 9 a number of Chinese upstream tailings sand dams have been included as reference. It is clear that most of Chinese tailings dams which did not have any stability problems, are well to the left of the Conlin dividing lines. This difference is due to the different construction characteristics of the dams. In the case of Chile the dams that have failed were upstream sand dams with relatively steep downstream slopes, ranging between 1:1.5 and 1:2 (V: H).

Nevertheless, in spite of improvements that could be introduced into the design of upstream dams to improve their stability (Martin et al., 2002), their very nature makes them vulnerable to strong earthquakes, due to the risk of liquefaction of saturated sands and to the relatively weak undrained resistance of retained slimes. Additionally, this type of dam is more vulnerable to operational defects or operational failures than downstream or centerline dams. One example is the Main St. Joe upstream dam in the USA, where an investigation of its stability at the end of the dam's operation detected relatively thin lens of slime at half-height, approximately at the 820 level (Figure 10), which was confirmed to control post-earthquake deformations. The analysis showed that, had that lens not been present, the dam would probably have remained stable for the design earthquake, in spite of the apparently more critical presence of loose sands above level 830 next to the dam body with  $(\bar{N})_{60} \approx 8$  and of totally saturated surface slimes containing 75-90% of fines (Vick et al., 1993; Finn, 1996). This thin layer of slimes at the 820 level was probably the result of defective operation. This is a clear example of the vulnerability of this type of dam to negligence or lack of control in operation, a risk that is also associated with the extended period of construction of such dams.

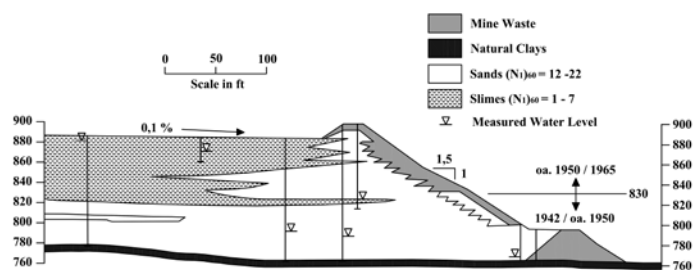
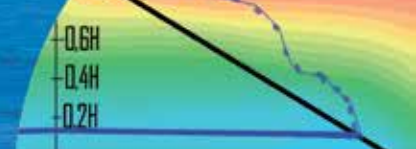


Figure 10: Section of the Main St. Joe tailings dam (Vick et al., 1993, Finn, 1996)



In Chile, after the disastrous failure of El Cobre N°1 in 1965, the government agency in charge of granting permits for new tailings dams prohibited the construction of dams using the upstream method beginning in 1970, unless a specific permit had been issued by the national director of that agency for very extraordinary conditions MM (1970). Later, Decree DS 248 (MM, 2007) confirmed the prohibition of tailings dams constructed using the upstream method with no exceptions.

## Major tailings sand dams after 1965

After the El Cobre N°1 failure with its more than 200 victims, the year 1965 became a turning point in the conception and design of tailings dams in Chile. Regulatory agencies and the mining industry reacted by eliminating the option of upstream dams and adopting other solutions such as downstream tailings sand, waste rock-fill, and conventional earth dams whenever feasible, in spite of higher costs of initial investment, operating cost, and deferred investment than upstream tailings dams. Table 1 lists the major tailings dams constructed after 1965 by the copper industry, which currently treats by concentration and flotation approximately 2.5 million tons of ore daily, representing a similar figure in tons of dry tailings (some 97 to 98% of the total treated ore). These tailings must be deposited daily, generally in concentrations of solids by weight  $C_p$  ranging between 35 and 55%, in a safe manner and in compliance with environmental standards and requirements. All the important dams constructed after 1965 for the medium-scale and large-scale mining industry<sup>2</sup> (sectors that have adequate organizational structures to handle tailings deposits and especially to construct and operate their dams), included those listed in Table 2, have performed satisfactorily, including many that were subjected to relatively close major seismic events ( $M > 7.0$ ). Only the Piuquenes dam (around 1970) and the Pérez Caldera N°2 dam (1978) have suffered some accidents, though finally without serious consequences. In Piuquenes, there were problems with the impoundment drainage system, which were later repaired, including reinforcement of the dam. Pérez Caldera N°2 dam had an accident in the water diversion tunnel, causing an emergency situation that was resolved in a timely manner.

<sup>2</sup> Medium-scale mining in the order of 5000 t/day; large-scale mining greater than 30000 t/day

Table 1: List of Chilean tailings dams post-1965

Name	Max. height, m	Dam length, m	Capacity, Mm <sup>3</sup> (+)	Initiation of operation	Type	End of operation
El Cobre 4*	68	1140	31	1969	DS	1992
Pérez C. 2*	115-135 §	500	84	1978	DS	1992
El Chínche	100	470	14.5	1992	DS	1999
Las Tórtolas*	150-170	1700 (-)	1000	1992	DS	OP
Torito*	78	2190	130	1992	DS/CL	OP
Quillayes	175-198	1600 (+)	253	1999	DS	2009
Ovejería*	130	5000 (+)	1380	1999	DS	OP
El Mauro	237	1450	1088	2009	DS	OP
Piuquenes*	58	500	20.5	1970	DS	1980
Talabre	>50	>10000	>1200	1985	EF/DS	OP
P. Pabellón	90 §	4500 (+)	2400	1998	RF	OP
Pampa Austral	29	700	100	1989	EF	OP
El Indio	79	290	4,2	1987	EF	1999
Los Leones*	160	500	140	1980	RF	1999
Colihues A*	83	1200	160	1981	EF	1986
Candelaria	163	2400	281	1995	RF	OP
Carén*	>70	950	300	1986	EF	OP

Note: the figures are approximated, obtained from different sources. Some of the deposits have been expanded, not all of them registered in this table.

(-) only main dam; § approximate final height; (+) approximately; \* dams located in Chile's central zone; DS: Downstream sand dam; CL: Centerline sand dam; RF: Rock-fill; EF: Earth-fill

These last two cases confirm the importance of operation and maintenance for the safety of dams. Table 1 highlights dams constructed with tailings sands (grey background), all of which are of downstream construction DS, with the exception of Torito, which began as downstream and was changed at a certain time during construction to centerline CL. Some of these dams have attained important heights, such as the Quillayes dam, which recently ended operations after reaching a height of 198 m (measured vertically below crest).

Tailings dams of any type located in Chile's central zone, and therefore in the impact zone of the 2010 Maule earthquake ( $M_w = 8.8$ ), have been identified with an asterisk on Table 1 (\*). It is remarkable that although these

dams were only between 100 and 160 km from the plate rupture zone (Troncoso, 2014), none of them suffered any significant damage.

In the section below, we describe and discuss two Chilean downstream tailings sand dams that are representative of Chilean practice.

### **Las Tórtolas main dam**

Las Tórtolas tailings deposit is located at an elevation of 700 masl, 45 km north of Santiago, in Chile's central valley (Valenzuela, 1996). Studies of this dam, initiated in 1984, analyzed in detail the experience gained up to that date in El Cobre N°4 and Pérez Caldera N°2. The adopted design included a maximum final height of 150 m, some 30 m higher than Pérez Caldera N°2. In this dam, shown in cross section in Figure 11, conservative original design criteria included a double cyclone station to guarantee 10% maximum fines content FC in the sand. The design considered the implementation of a network of instruments, including piezometers and accelerometers. This is the first dam that was subjected to a dynamic stability and deformational analysis using the finite differences method (DSAG at the time, which later gave birth to FLAC). Satisfactory performance of this dam, which began operating in 1992, made it possible to increase FC to 15% a few years later and to define a new maximum height of 170 m. The current height of this dam is about 90 m. Design of this deposit initially set a maximum capacity of 1000 million tons of tailings, and recent estimates increased that capacity to 2000 million tons. The deposit has two other smaller cycloned sand dams, all constructed using the downstream method. In the main dam, the starter dam consists of compacted earth 17 m high. Approximately 5 m of loose alluvial soil were excavated under the starter dam and under part of the sand dam, after which dynamic compaction was applied to the foundation. The rest of the foundation consists of denser gravelly sands. The downstream slope of the starter dam was constructed with a very shallow gradient in order to facilitate initial deposition of sands. The dam is equipped with generous basal drains that were built in stages. The dam was constructed with cycloned sands and compacted to 95% Proctor Standard. The sand was initially deposited forming a slope of 1:4 (V:H). After a few years of operation, and after verification of very satisfactory dam performance

confirmed by density controls and piezometric level records, the deposition slope was changed to 1:3.5 (V:H). A final slope of 1:3 (V:H) is considered for the closure stage.

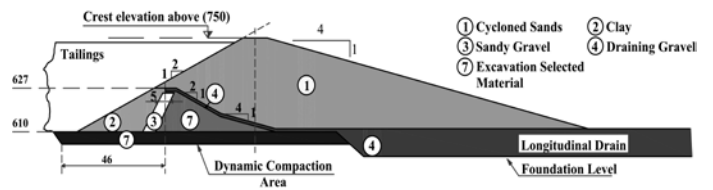


Figure 11: Cross-section of the main dam of the Las Tórtolas tailings deposit (Valenzuela, 1996)

Although this dam had not yet been built at the time of the Valparaíso earthquake of 1985, there were already accelerometers installed in rock at the dam site and the registers of this strong and relatively close earthquake were considered later in the dam dynamic stability analysis. Recently, the dam was subjected to the strong 2010 Maule earthquake, and its aftershocks. The distance from the epicenter was 360 km and 107 km from the rupture plate zone. No significant damage or deformation was observed. During this earthquake the installed geotechnical and seismological instrumentation recorded the accelerations at foundation level in free field conditions. During that seismic event, only an increase of the piezometric level was registered. This was measured in three piezometers located in the starter dam, showing an increase in piezometric level corresponding to 3 to 5% of the thickness of tailings above the starter dam, levels which recovered within a short time (Illanes *et al.*, 2015).

### **Quillayes tailings sand dam**

The Quillayes tailings sand dam is of special interest, due to a series of conditions that translated into major design, construction, and operating requirements. The urgent need for a site in which to deposit tailings for Los Pelambres mine expansion project, located 300 km north of Santiago at an elevation over 3100 masl, prompted the decision to construct the Quillayes deposit in the interior of the mining company's property in the vicinity of other mine facilities. The site was topographically challenging, consisting of a narrow valley that allowed only for a very low impoundment volume/dam ratio (3:1), in a relatively large hydrographic basin (250 km<sup>2</sup>) that required water diversion works including a 40 m high compacted earth dam and a 5 km-long



tunnel with a 30 m<sup>2</sup> cross-section. The low impoundment/dam ratio and the high daily production of tailings to be deposited, some 100000 TMPD<sup>3</sup>, determined the need for a 70 m-high starter dam constructed of compacted clayish sandy gravel. It was necessary to cyclone 100% of the tailings to produce enough sand for the dam to grow at the rapid rate required during the early years, reaching a record 37 m above the starter dam crest during the first year. Given the narrowness of the valley, the initial years offered the greatest challenges to construction, arranging sands on the slope from sand pipelines at intermediate heights, and placing sands hydraulically at the foot of the dam via sub-horizontal cells. The cross-section of the dam is shown in Figure 12.

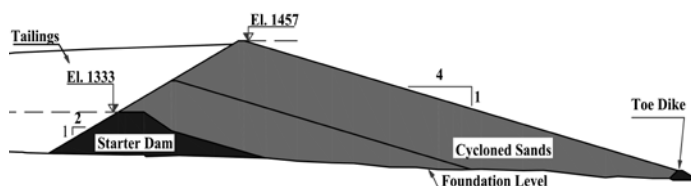


Figure 12: Cross-section of the Quillayes dam (Valenzuela and Campaña, 2014)

The dam foundation consists of 8 m-thick fluvial deposits, colluvium deposits in the left abutment (3 m) and intrusive granodiorite rock in the right abutment. Soil deposits are of medium to high compaction, and considered not susceptible to liquefaction. Construction of this downstream tailings sand dam was begun in November 1998 and completed in July 2008, after deposition of close to 78 million m<sup>3</sup> of sand to the dam's maximum height of 198 m. Up to one million m<sup>3</sup> of sand were deposited and compacted per month while the deposit was in operation. The tailings produced in the concentrate plant consisted of a sandy slime with 80% in weight of soil with a size of approximately 212 microns and 50% fines under 200 mesh. Sands were specified to contain a maximum of 18% fines, and up to a maximum of 20% of samples were accepted with a content of maximum 20% fines. Sands were obtained from a fixed automated cyclone station installed at a convenient height on the right abutment of the dam, consisting of two sets or clusters of 20 cyclones each, which have been shown in Figure 2. Another interesting characteristic of this dam is that construction and operation were undertaken in their totality by a consortium that included the firm responsible for the

design of the dam, representing a remarkable example of operation by a specialized outsourced company that included permanent geotechnical support during operation (Valenzuela *et al.*, 2013). In 2002, the mining company commissioned a technical audit of the dam construction that included SPT and SCPT drillings, seismic refraction profiles, and test pits to determine density, permeability, and resistance of the dam sands (Swaigood, 2002). Geotechnical characteristics of the deposited sands and of the pertinent design criteria are shown in Table 2.

Since the year 2008, the deposit has no longer received tailings and has acted as an emergency impoundment between the concentrate plant and the new El Mauro tailings deposit. This dam was subjected in 16th September 2015 to the  $M_w$  8.4 Illapel earthquake with epicenter about 100 km from the dam. No damage or deformations of significance were observed in the dam.

Table 2: Comparison of geotechnical design and construction parameters (Valenzuela and Barrera, 2003)

Parameter	Original design	Revision
Relative density, %	59	60
Friction Angle, °	35-35.7	35
CRR <sup>a</sup>	0.21	0.24
Average FC, % below#200	15	16
Permeability, cm/s	10 <sup>-3</sup> – 10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-3</sup> – 10 <sup>-4</sup>
Phreatic level, m <sup>b</sup>	10	< 10

<sup>a</sup>Cyclic Resistance Ratio, <sup>b</sup>for dynamic analysis purposes

The experiences of the Las Tórtolas dam and of the 100 m-high downstream El Chinche dam, which was already operating at the Los Pelambres mine, supported the feasibility of a height of 175 m for the Quillayes dam, 25 m higher than Las Tórtolas. The Quillayes dam had the benefit of having sand from the El Chinche dam, which came from the same mine ore. This made it possible to conduct tests at high pressures, using sands that were representative of the actual operation rather than pilot plant sands. In this case, FLAC 3D was applied for the first time in dynamic analysis of a tailings dam (Swaigood, 2002). The excellent performance of the initial dam made it later possible to adopt a maximum height of 198 m. It must be pointed out that the Quillayes and El Chinche experiences formed, in turn, the basis for the design of

<sup>3</sup> TMPD: tons of mineral per day.



the new El Mauro dam, constructed to store tailings from the Los Pelambres mine, to a maximum height of 237 m. Additional geotechnical tests were conducted for the El Mauro dam in sands subjected to high confinement pressures. Analysis of the behaviour and failure of tailings dams confirms that tailings sand dams constructed using the downstream method are safe even when they attain great height and are subjected to severe seismic conditions, provided they are adequately designed, constructed, and operated. The characteristics that have largely explained the good performance of downstream dams during the past four decades in a country as highly seismic as Chile are:

- Strict control of FC in sands in order to guarantee high permeability, and consequently a significant contrast of permeability between the contained tailings or slimes and the sand.
- Compaction of sands, generally over 95% of Standard Proctor density. The confirmation, based on the measurements from piezometers installed in several downstream tailings dams as well as the relatively high and consistent drained strength of tailings sands even under high confining pressures, indicate that this compaction could not be necessary after the dam has reached a certain height (Valenzuela, 1996).
- Downstream slope of 1:3.5 to 1:4 (V:H), to facilitate compaction and to reduce stress concentration on the foundations.
- Capacity of basal drains designed conservatively, covering a significant percentage of the foundation area, allowing for possible break-up of particles and compressibility accordingly to tension levels.
- Treatment of the foundation, eliminating or compacting soils that can potentially suffer liquefaction.
- Clear water pond of minimum volume, located distant from the dam.
- Lining of the upstream slope, with a waterproof membrane to protect the body of sand from eventual floods.
- Conservative criteria for definition of the freeboard, accounting for deformations, floods, and earthquake settlement for the operating and closure scenarios.
- Robust and reliable water diversion system to handle floods.

- Adequate design and verification of dam stability, under both seismic and static conditions, during the beginning of the operation and in intermediate stages.

Stability of the dams depends also on the adequate design of all their components, such as foundation treatment, drainage system, filters, and ancillary hydraulic works, in accordance with best engineering and geotechnical practices. The dam design must be included in the global design of the deposit, with special consideration for an adequate and conservative water management system, including the necessary water flood control and water recovery systems within the deposit to take care of water accumulated in the clear water pond. Overtopping has been the cause of failure of many dams included in the international statistics (Conlin, 1987; Lo *et al.*, 1988), this been the reason to carefully consider all aspects of water management within the deposit. These tailings sand dams need to be constructed and operated precisely according to their design criteria, and dam performance must be monitored and recorded throughout their operational and post-operational periods. Other special aspects such as possible tailings acid generation and ground water infiltration, are not encompassed in this paper.

## Trend to increase the height of tailings dams

Mining worldwide, and particularly copper mining, has experienced remarkable growth between years 2000 and 2012. This has resulted in projects with high daily production rates. In countries like Chile and Peru, the world's largest copper producers (both countries together are responsible for the 40% of global production<sup>4</sup>), several of these projects are located in the Andes mountain range high above sea level, necessitating the construction of large tailings deposits, many of which require dams of considerable height.

In addition to the Chilean dams shown in Table 1, Cerro Verde centerline sand dam in Peru will reach a maximum height of 260 m (Obermeyer and Alexieva, 2011). In Canada, the Thompson Creek dam, also centerline, will have a maximum height of 220 m and in the USA the Highland Copper Valley centerline dam will be 169 m high (Scott *et al.*, 2007). Other tailings sand dams currently under study

<sup>4</sup> Percentage estimated on basis of average production in the period 2004 to 2013 (Cochilco, 2014)



in South America would have final heights of over 300 m. The dam height indicated is the measurement of vertical distance between the dam crest and its foundation. If the ICOLD definition is used, where the height is measured as the difference in elevation between the crest and the downstream toe, larger heights could result. This worldwide trend, a result of growing production levels in large-scale mining, presents a great challenge to dam engineering, and especially to geotechnical engineering. An interesting process was followed in Chile in the design of tailings sand dams after the failure of Cobre N°1 in 1965: it began at El Soldado mine with El Cobre N°4 downstream sand dam. In this process, the performance and experience gained with each dam constructed after 1965 have improved the design and operation of subsequent projects using tailings sands with different FC and confining pressures. This process has also benefited from the information obtained from instrumentation, especially from piezometer data, which confirmed the advantages of FC control in sand permeability showing basically unsaturated sand dams, with the exception of minor zones in the dam base in contact with the basal drain system (Illanes *et al.*, 2015). Even though the number of failures of downstream or centerline tailings dams worldwide is relatively very low, the trend towards dams of great height increases the impact of any eventual failure. Design, construction, and operation of these dams must therefore be extremely careful and conservative. Construction of very high tailings sand dams requires careful analysis of the following characteristics: the behaviour of granular soils subjected to high confining pressures; the potential of static liquefaction; the validity of stability and deformation analyses under strong seismic conditions; and the necessity for important control activities during extremely long construction, operation and post-operation periods.

## Geotechnical behaviour of granular soils under high confining pressures

The great height of some dams makes it imperative to assess the impact of high confinement pressures on the behaviour and geotechnical properties of the granular materials that constitute the dam, such as the permeability, compressibility, and shear resistance of the sands. The compressibility and permeability characteristics of gravel and rock-fill subjected to high confining pressures are

also important, given that these materials form part of the structure of the basal drains of these dams. The results of testing conducted on samples of porphyry copper tailings of the Andes Mountains of Chile and Peru, as well as on mining waste rock and coarse alluvial soil samples from Chile are presented below. The sands tested come from five mining processes (one of them a pilot plant). Tórtolas sand S1 comes from the tailings dam of the same name. Two of the remaining samples, S2 to S5, come from operations in Chile and two from operations in Peru. The mineralogical characteristics presented in Table 3 may be considered representative of these sands.

## Permeability of sands

Permeability of sands and the hydraulic capacity of the basal drains are key properties for dam stability. Downstream and centerline dams are designed to prevent saturation of the sandy body of the, or at least to limit saturation to a very restricted zone at the base of the dam, where there must be a generous network of basal drains to prevent the phreatic level from exceeding design conditions. Adequate design of this type of dam requires that sand permeability exceed permeability of the deposited tailings and/or slimes in contact with the dam by two to three orders of magnitude, guaranteeing that the flow of water from the deposited tailings and from the water used for transport and deposition of sands will be as close as possible to the gravitational flow within an unsaturated medium, thus reaching the basal drains quickly. Vick (1983) shows that the greater the contrast in permeability between sands and tailings or slimes, the lower the phreatic level that will be maintained. Following are the results of seepage analysis specifically done in a tailings sand dam with a cross section according to common practice in Chile on this type of dam. Figure 13a shows the results for a case in which permeability of sands is 500 times the permeability of slimes (permeability of  $10^{-6}$  cm/s for slimes and  $5 \cdot 10^{-4}$  cm/s for sands), in addition to tenfold anisotropy of sands in the direction of the slope, confirming that the phreatic level increases to up to 18% of the maximum height (assuming that the foundation soil is impervious). Figure 13b shows the same example, but including a drainage system that covers 75% of the base of the dam. In this case, the phreatic level is only present in the upstream portion of the dam immediately where the basal drain begins, and up to a



maximum height of the order of 0.05H. The permeability values used in the models are typical of those seen in this type of material, as can be seen in Figure 15.

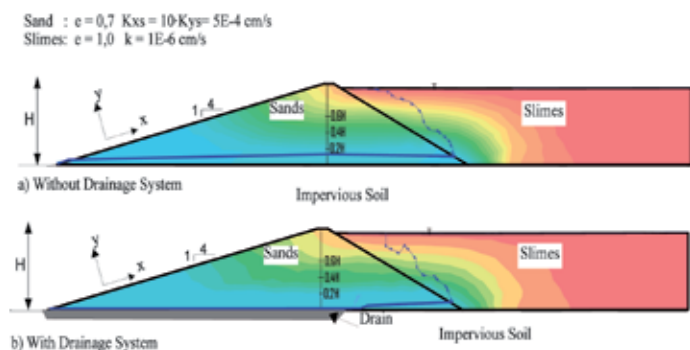


Figure 13: Flow network for a typical tailings dam cross-section showing phreatic level in blue line

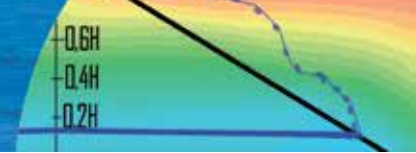
The basal drainage must be designed with high safety factors ( $FS \geq 10$ ) and be constructed with rigorous quality control. Maintaining a functional drainage system during the operating and closing stage is essential for the short and long-term stability of the dam, because low phreatic levels will enable drained behaviour of the sands and significantly reduce the liquefaction risk. Instruments installed in several dams in Chile confirm that all those dams show piezometric levels close to the top of the drains (Illanes *et al.*, 2015).

One practical measure to ensure the required permeability is to limit non-plastic FC in the sands to a value that not only complies with the criterion of contrast with slimes,

Table 3: Mineralogical characteristics and index properties of sands from Chile and Peru (Campaña, 2011; Bard *et al.*, 2014)

USCS Classif.	% FC	$e_{max}$	$e_{min}$	$C_c$	$C_u$	$d_{50}$ mm	MP		SP	
							MDD $kN/m^3$	$w_{opt}$ %	MDD $kN/m^3$	$w_{opt}$ %
Sand S1 - Las Tórtolas, $G_s = 2.73$										
SM	15	1.100	0.460	1.4	3.3	0.167	16.78	14.0	15.89	18.0
SM	18	1.068	0.444	1.5	3.6	-	16.97	14.0	16.38	16.0
SM	21	1.084	0.414	1.0	4.0	0.154	17.36	12.5	16.38	16.0
Mineralogy: 45% quartz; 30% muscovite-sericite; 15% plagioclase; 5% opaque minerals; 4% biotite; 1% other										
Sand S2, $G_s = 2.67-2.75$ , $G_{s \text{ average}} = 2.72$										
SM	15	1.310	0.647	1.2	1.7	-	16.68	10.0	15.30	14.0
SM§	15	1.068	0.517	-	-	-	17.07	12.8	-	-
SM§	18	0.992	0.537	-	-	0.164	16.88	13.8	-	-
SM	21	1.331	0.571	1.2	1.8	-	16.87	11.0	15.99	18.0
Mineralogy: 45% quartz; 42% sericite; 4% iron oxide; 3% feldspars; 3% opaque minerals; 3% biotite										
Sand S3, $G_s = 2.70$										
SM	12	0.942	0.525	1.2	4.2	0.127	17.46	13.5	16.48	15.5
SM	18	0.956	0.484	3.1	1.9	0.120	18.25	11.0	16.77	14.5
Sand S4, $G_s = 2.69$										
SM	24	0.915	0.406	2.7	165	-	18.84	8.0	17.36	8.5
SM	20	1.280	0.601	1.2	4.2	0.129	16.48	15.0	15.40	18.0
SM	30	1.280	0.592	3.1	12.9	0.116	17.85	11.5	16.87	14.0
Mineralogy: 60% quartz; 15.5% muscovite; 18% albite; 2% kaolinite; 4.5% other										
Sand S5, $G_s = 2.88$										
SM	15	0.694	0.532	3.2	1.0	-	18.3	8.5	17.10	16.0
SM	20	1.087	0.500	3.1	0.8	-	18.9	10.5	17.70	16.0

% FC: particles < 0.074 mm,  $G_s$ : specific gravity,  $C_u$ : coefficient of uniformity,  $C_c$ : coefficient of curvature, MDD: Maximum Dry Density, MP: Modified Proctor Test, SP: Standard Proctor Test,  $w_{opt}$ : optimum water content,  $e_{max}$ : maximum void ratio,  $e_{min}$ : minimum void ratio, § tested at low pressures,  $\sigma'_3 < 0.8$  MPa, USCS: Unified Soil Classif. System



but also leaves enough of a safety margin to ensure proper drainage if tailings segregation provokes the formation of sectors with higher FC values, or if high confinement pressures generate higher contents of fines due to the break-up of particles. The relationship between permeability and percentage of fines is not quite as clear, or as general, as discussed below, but within the range of 10 to 25 - 30% of FC, variations have been measured in the laboratory of up to one order of magnitude, as shown in Figure 14. Regulations in Chile, for example, for the design and construction of tailings sand dams require a FC in sands no greater than 20% (MM, 2007). The most marked differences in permeability are seen in tailings with FC values above 30 to 40%, probably as a result of a change in the structure of the soil skeleton, since coarse grains would not all be in contact and fines would then not only fill the spaces left by the skeleton of coarse grains but would also partly replace the grain-to-grain-contact (see Figure 15).

pressure, as well as on the void ratio and relative density, is clear for the samples with FC levels between 15 and 30%. However, Figure 15 shows that in samples with a higher FC, in this case 30%, the behaviour deviates from that of sands with a lower FC value, indicating a change in the structure of the sand skeleton. Permeability tests of sands with an FC value ranging between 15 and 23% do not show substantial differences between them, leading to the determination of relatively high maximum FC values in some projects. However, that criterion does not leave enough leeway for eventual increases in the FC value due to segregation, break-up of particles, or variations in the particle size of sands, and eventually, in their mineralogy. It is therefore advisable to design with maximum FC well below 20%. The current practice for tailings dams is to fix the percentage of fines between 15 and 19%, and between 15 and 17% for taller dams, which leaves a margin of safety for permeability variations and for the possible negative impacts of other factors. However, the results discussed herein indicate that specific permeability tests should be conducted during the different phases to confirm the parameters considered in the early studies, *i.e.*, before construction, with samples from available sands or from pilot tests; during construction, with samples of sands produced during the construction and operation of the deposit and, each time there is a clear change in the characteristics of the tailings, such as grain size distribution, mineralogy, and chemistry.

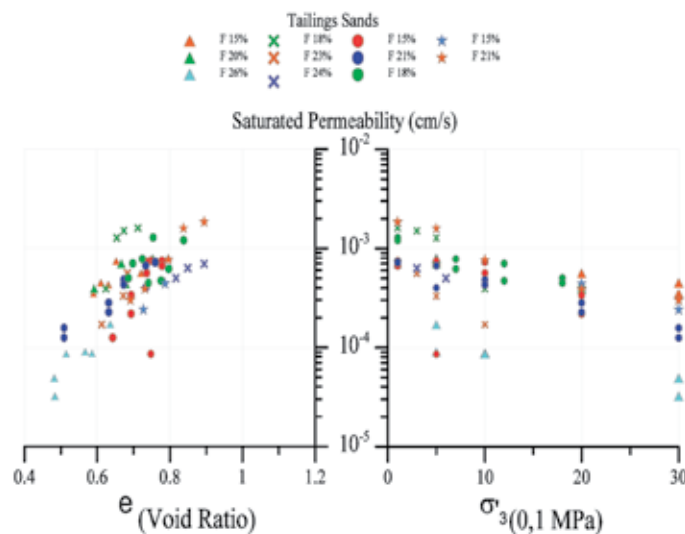


Figure 14: Permeability  $k$  as a function of void ratio  $e$  and confinement pressure  $\sigma_3$ , for several tailings sands with various contents of fines.

Figure 14 also shows in a very clear trend that permeability decline as confinement pressure is increased, making it possible for permeability to be reduced by up to one order of magnitude within the range of 0 to 3 MPa. This is generally addressed during the design stage when stability analyses are conducted, assuming a conservative saturation line in the lower part of the body of the dam, with a higher saturation line in the sectors with greater confinement pressure. Based on data in Figures 14 and 15, the dependence of permeability on the level of confinement

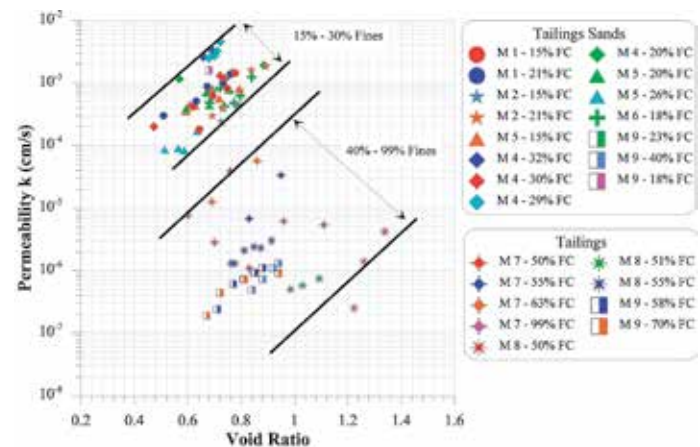
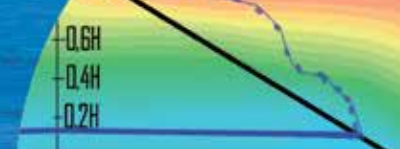


Figure 15: Permeability  $k$  as a function of void ratio  $e$ , for typical tailings sands with various contents of fines (Campaña *et al.*, 2015)

When determining the maximum FC value for tailings sands, the effect of particle segregation that occurs when the sands are deposited along the slope, an effect that can be



more important in very tall dams, must be considered. This factor can become significant in some cases, causing a FC value increase of 2 to 3%, as shown on Figure 16, which could require that the cyclone underflow have a lower FC value than the maximum design value, to compensate for the segregation effect (Figueroa *et al.*, 2015).

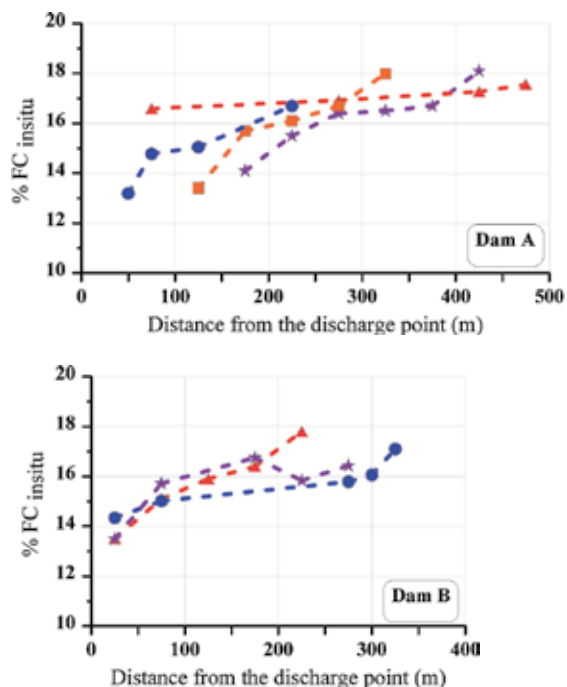


Figure 16: Fines segregation in sands deposited hydraulically in slopes of 1:3.5 to 1:4.0 (V:H) (Figueroa *et al.*, 2015)

Production of sands with a maximum FC value requires a reliable and controllable operation that can be achieved, especially for high production levels, by processing the tailings in fixed industrial cyclone plants annexed to the dam in operation. This allows strict control of the FC of sands, in one or more cycloning stages or in one stage with cyclo-wash (water injection), or re-cycloning systems (with the addition of secondary cyclones). Mobile cyclone facilities can be installed and may perform satisfactorily on the crest of the dam as it grows, as in the case of Thompson Creek dam. However fixed stations should be installed whenever is possible to reduce operational risk and provide greater centralized control of the quality of produced sands (similar to a factory subject to strict specifications).

### Drained resistance of sands

Bard *et al.* (2014) and Campaña *et al.* (2013) studied the behaviour of the tailings sands samples S1 to S5, identified in the legend of Figure 17 subjected to high confinement

pressures. Figure 17 shows the shear resistance envelopes in the  $q$ - $p'$  plane obtained from CID triaxial tests, and residual resistances obtained in CIU triaxial tests for the five tailings sands mentioned. In spite of the wide FC range of 12 to 30%, the shear resistance envelopes turn out to be very similar. For  $\sigma'_3 < 1$  MPa, the effective internal friction angle  $\phi'$  varies from  $32^\circ$  to  $36^\circ$ , and for  $\sigma'_3 > 1$  MPa, from  $32^\circ$  to  $34^\circ$ . There is no significant degradation of drained resistance for high confinement pressures to which the sands were subjected. These results agree with those obtained with other sands of natural origin in which quartz mineral also dominates, such as Toyoura sand (Miura and Yamanouchi, 1975) and Ottawa sand (Murthy *et al.*, 2007), with similar confinement pressures. The results, however, differ from the behaviour of Sacramento sand, which contains less quartz than the preceding sands (Lee and Seed, 1967).

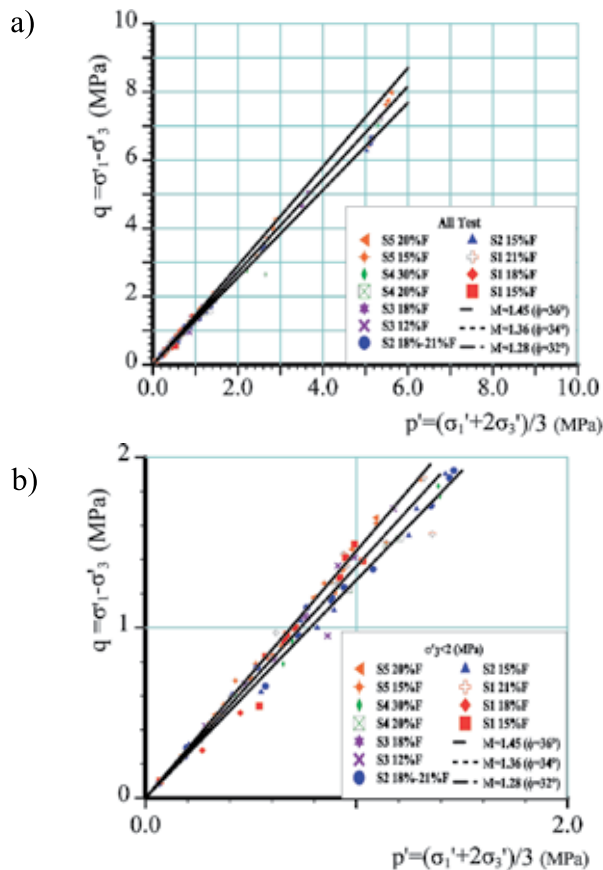
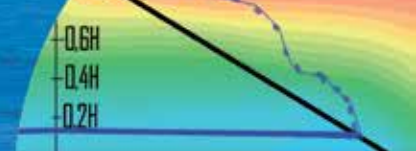


Figure 17: Drained shear resistance envelopes, a) total range of pressures and b) detail for  $q < 2$  MPa (Bard *et al.*, 2014)

### Undrained resistance of tailings sands

Figure 18 shows variations of undrained shear resistance  $s_u$  as a function of FC and of relative density  $D_R$  obtained



at the end of the isotropic consolidation phase of the test specimen. The figure shows the average trends of the tested samples, compared with the trend obtained in Toyoura sand with 0% fines (Verdugo, 1992), Tía Juana silty sand with 15% fines (Ishihara, 1993), and Lagunillas sandy silt with 80% fines, all of them for a wide range of relative densities. Sands with 30% of fines, would require a much higher density than the one required by sands with a FC between 12 and 21%, apparently confirming the results of other tests showing that, over a certain FC value, of 25 to 30%, there would be a change in structure of the granular skeleton of the soil.

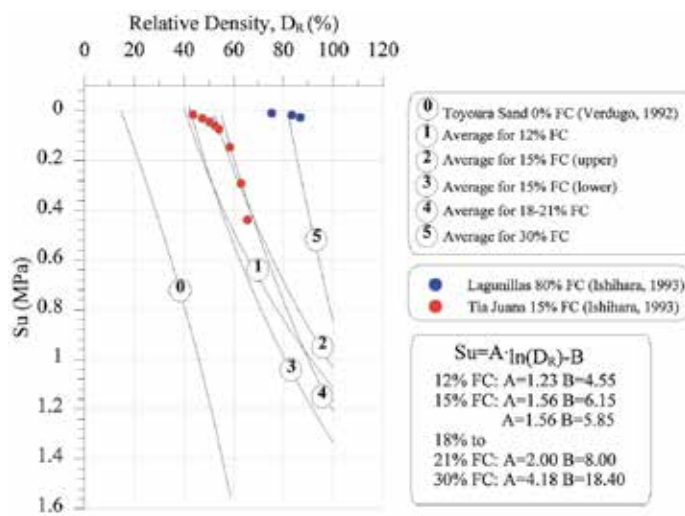


Figure 18:  $s_u$  as a function of content of fines and comparison with the results of Toyoura sand (adapted from Bard *et al.*, 2014)

## Final comments and conclusions

Most of the failures of tailings sand dams correspond to specific designs that do not consider adequately the geotechnical characteristics of saturated or close to saturation sands that are subject to seismic loads and in some cases to static loads that could induce undrained responses of those sands. This has been the case, for instance, upstream tailings sand dams in seismic countries.

The basic concept behind a proper design, construction and operation of downstream tailings dams is the use of sands, generally compacted, more permeable than the contained tailings and slimes, with strict control of maximum non-plastic FC percentage, in addition to basal drains with sufficient capacity to safely evacuate water seeping through, thus minimizing the saturation zone within the

dam. These same concepts also apply to dams constructed using the centerline method, with special attention to the upstream slope and crest width in the event of major seismic stresses.

The stability of dams depends on the adequate design of all their components, such as the main body, foundation treatment, drainage system, filters, and ancillary hydraulic works, in accordance with criteria, principles and best engineering and geotechnical practices. The construction and operation dams must adhere strictly to the design criteria. Dam performance must be monitored and recorded throughout its entire operating and post-operating periods.

## Acknowledgements

The author wishes to acknowledge the support given by ARCADIS Chile and especially the collaboration and contributions of Edgar Bard, Jose Campaña, Abraham Figueroa and Jaime Urquidi in the preparation of this document. The author also wishes to express his thanks for the valuable comments and recommendations received from Ingo Fox, Arsenio Negro, Ricardo Nicolau, Caius Priscu, Jorge Troncoso and Ramon Verdugo. This paper is partially based on the Casagrande Lecture presented by the author in November 2015 (Valenzuela, 2015).

## References

- Agüero, G. (1929). Formación de depósitos de relaves en el mineral de El Teniente. *Anales del Instituto de Ingenieros de Chile* 5, 164-187
- Bard, E. Campaña, J. Torres, P. Valenzuela, L. y Cifuentes, L. (2014). Comportamiento de arenas a altas presiones de confinamiento: comparación entre arenas de relaves y naturales. *VIII Congreso Chileno de Geotecnia*, Santiago
- Blight, G.E. (2010). *Geotechnical engineering for mine waste storage facilities*. Taylor & Francis
- Campaña, J. Carmi, C. Bard, E. and Valenzuela, L. (2015). Permeability and consolidation parameters in tailings treated with seawater. *XV Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Buenos Aires
- Campaña, J., Bard, E. and Verdugo, R. (2013). Shear strength and deformation modulus of tailing sands under high pressures. *Proceedings of the 18<sup>th</sup> Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris

- Campaña, J. (2011). *Comportamiento de arenas de relave a altas presiones*. Tesis MSc, Universidad de Chile
- Castro, G. and Troncoso, J.H. (1989). Seismic behavior of three tailings dams during the March 3, 1985 Earthquake. *5th Chilean Conference on Seismology and Earthquake Engineering*, Santiago
- Cochilco (2014). Anuario de Estadísticas del Cobre y otros Minerales 1994 – 2013. Comisión Chilena del Cobre
- Conlin, B. (1987). A review of the performance of mine tailings impoundments under earthquake loading conditions. *Proceedings of the Vancouver Geotechnical Society Seminar on Earthquake*
- Davies, M.P. Martin, T.E. and Lighthall, P. (2000). Mine tailings dams: when things go wrong. *Tailings Dams 2000, Association of State Dam Safety Officials, U.S. Committee on Large Dams*, 261-273
- Dobry, R. and Alvarez, L. (1967). Seismic failure of Chilean tailings dams. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* **93**(6), 237-259
- Figuroa, A., Valenzuela, L., Sconagmillo, C., Santos, E. and Tascón, A. (2015). Particle – size segregation in sand tailings dams. *XV Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Buenos Aires
- Finn, W. D. L. (1996). Seismic design and evaluation of tailings dams: state of the art. *Proceedings International Symposium on Seismic and Environmental Aspects of Dams Design: Earth, Concrete and Tailings Dams*, ICOLD – ISSMFE, Chilean Geotechnical Society, 7-34
- ICOLD (2001). Tailings dams – risk of dangerous occurrences. Bulletin 121
- ICOLD (1995). Dam failure statistical analysis. Bulletin 99
- Illanes, J., Urquidí, J., Figuroa, A., Campaña, J. and Morales, F. (2015). Geotechnical instrumentation in tailings sand dams. *XV Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Buenos Aires
- Ishihara, K. (1984). Post-earthquake failure of a tailings dam due to liquefaction of the pond deposit. *Proceedings of the International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, St. Louis, Missouri, **3**, 1129-1143
- Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Géotechnique* **43**(3), 351-451
- Ishihara, K. Ueno, K. Yamada, S. Yasuda, S. and Yoneoka, T. (2015). Breach of a tailings dam in the 2011 earthquake in Japan. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **68**, 3-22
- Lee, K.L. and Seed, H. (1967). Drained strength characteristics of sands. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division* **93**(6), 117-141
- Lo, R.C. Kloth, E.J. and Finn, W.D.L. (1988). Stability of hydraulic sandfill tailings dams. In *Hydraulic Fill Structures*, ASCE Geotech. **21**, 549-572
- Martin, T.E, Davies, M.P., Rice, S., Higgs, T. and Lighthall, P.C. (2002). Stewardship of tailings facilities. Mining, Minerals and Sustainable Development No. 20. International Institute for Environment and Development
- Miura, N. and Yamanouchi, T. (1975). Effect of water on the behavior of quartz-rich sand under high stresses. *Soils and Foundations* **15**(4), 23-34
- MM (2007). Decreto Supremo N° 248. Reglamento para la aprobación de proyectos de diseño, construcción, operación y cierre de los depósitos de relaves. Ministerio de Minería de Chile
- MM (1970). Decreto Supremo N° 86. Reglamento de construcción y operación de tranques de relaves. Ministerio de Minería de Chile
- Murthy, T. Loukidis, D. Carrasco, J. Prezzi, M. and Salgado, R. (2007). Undrained monotonic response of clean and silty sands. *Géotechnique* **57**(3), 273-288
- Obermeyer, J. and Alexieva, T. (2011). Design, construction and operation of a large centerline tailings storage facility with high rate of rise. *Proc. Tailings and Mine Waste*, Vancouver
- Peck, R.B. (1980). Where has all the judgement gone?. The 5<sup>th</sup> Laurits Bjerrum Memorial Lecture. *Canadian Geotechnical Journal* **17**(4), 584-590
- Priscu, C. (2014). Seguridad de presas y geotecnia – Áreas interrelacionadas. Presentation at the *VIII Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica*, Santiago
- Ramirez, N. (2010). Effects of the 2010 earthquake on tailings disposals located on the South-Central Chile and its relation with Decreto 248. *Seminar: Proposals for the operation of tailings disposals according to recent experiences*, 2010 (in Spanish)



- Scott, M.D., Lo, R.C. and Thavaraj, T. (2007). Use of instrumentation to safeguard of tailings dams. *7<sup>th</sup> International Symposium on Field Measurements in Geomechanics*, ASCE, 1-13
- Swaisgood, J. (2002). Investigation and evaluation of Quillayes dam. High Density and Past Seminar, Santiago, Chile
- Troncoso, J.H. (2015). Personal communication to L. Valenzuela, June 2015
- Troncoso, J.H. (2014). Seismic design of tailings dams – State of practice in South America. In *Workshop of Seismic Design of Tailings Dams, 34<sup>th</sup> USSD Annual Meeting and Conference*, San Francisco
- Troncoso, J.H., Avendaño, A. and Vergara, A. (1993). The seismic failure of Barahona tailings dam. *3rd International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, 1473-1479
- USCOLD (1994). *Tailings dams incidents*. USCOLD Committee on Tailings Dams
- Valenzuela, L. (2015). Tailings dams and hydraulic fills. Casagrande Lecture, *XV Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Buenos Aires
- Valenzuela, L. (2010). Chile earthquake and its impact on infrastructure. *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, Brasil
- Valenzuela, L. (1996). Main characteristics of large tailings dams. In *Large Dams in Chile*, ICOLD Chile annual meeting of ICOLD International, Santiago
- Valenzuela, L. and Campaña, J. (2014). Sand tailings dams in Chile and its evolution since 1965. *2<sup>nd</sup> International Seminar on Tailings Management*, Antofagasta, Chile
- Valenzuela, L., Alemparte, R. and Nicolau, R. (2013). Outsourcing of tailings operations: a successful case. *1<sup>st</sup> International Seminar on Tailings Management*, Santiago, Chile
- Valenzuela, L. and Barrera, S. (2003). Seismic design of Los Quillayes tailings dams in Chile. *XII Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Cambridge, USA
- Verdugo, R. (2011). Seismic stability analysis of large tailings dams. *Proceedings 5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Santiago, 359-383
- Verdugo, R. (1992). Characterization of sandy soil behavior under large deformation. PhD thesis, University of Tokyo
- Vick, S.G., Dorey, R., Finn, W.D.L. and Adams, R.C. (1993). Seismic stabilization of St. Joe State Park tailings dams. In *Geotechnical Practice in Dam Rehabilitation*, ASCE, 402-415
- Vick, S.G. (1983). *Planning, design and analysis of tailings dams*. John Wiley & Sons
- Villavicencio, G. Espinace, R. Palma, J. Fourie, A. and Valenzuela, P. (2014). Failure of sand tailings dams in a highly seismic country. *Canadian Geotechnical Journal* **51**(4), 449-464
- Wei, Z., Yin, G., Wang, J.G., Wan, L. and Li, G. (2013). Design, construction and management of tailings storage facilities for surface disposal in China: case studies of failures. *Waste Management & Research* **31**(11), 106-112
- Xin, H., Finn, W. and Wang, Y. (1992). Lessons from seismic performances of Chinese tailings dams. Report of Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Canada

**Suelos - Hormigones - Asfaltos**

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



Ofrecemos asesoría, garantía, instalación y capacitación en terreno. Actualmente tenemos Equipos Humboldt funcionando en importantes empresas y Universidades tales como: Universidad Católica de la Santísima Concepción, IDIEM, EMPRO, LIEM, CESMEC, Universidad Autónoma de Talca, Universidad Santa María, Universidad de la Serena, U.D.P, Universidad Andrés Bello, DUOC, Universidad de los Andes, USACH, Universidad Adolfo Ibáñez, UDD, etc.  
**Estaremos presentes en CONEXPO LATINOAMERICA del 21-24 de Octubre de 2015 en Espacio Riesco de Santiago**

Portugal 1656 Santiago - Fono: 25566170 - Fax: 25545100 - Email: [ventas@cotecno.cl](mailto:ventas@cotecno.cl) - [www.cotecno.cl](http://www.cotecno.cl)



más de  
**30 años**  
al servicio  
de la Ingeniería

Desde 1984 nuestra misión es entregar Servicios de Laboratorio de Suelos e Ingeniería de alta calidad Técnica, generando lazos de confianza con nuestros Clientes.

Laboratorio de Suelos  
Proyectos de Ingeniería Civil - Geotecnia y Vial  
Inspección Técnica de Obras Viales



Ruta 160, km 15,5 lote A-1, Coronel - fono 56.41.2390778 - [profund@profund.cl](mailto:profund@profund.cl)  
[www.profund.cl](http://www.profund.cl)



# Incertidumbre en la estimación de la altura significativa espectral y el período energético en el modelado de propagación de oleaje - caso región de Valparaíso

Uncertainty in the estimation of the spectral significant wave height and energetic wave period from wave propagation models - case of Valparaiso region

Fecha de entrega: 29 de octubre 2015

Fecha de aceptación: 22 de marzo 2016

José Beyá<sup>1</sup>, Ariel Gallardo<sup>1</sup>, Felipe Lucero<sup>2,3</sup>, Patricio Catalán<sup>3, 5, 6</sup> y Andrés Puelma<sup>4</sup>

<sup>1</sup> Escuela de Ingeniería Civil Oceánica, Universidad de Valparaíso, Av. Brasil 1786, Valparaíso, Chile, jose.beya@uv.cl, ariel.gallardo@uv.cl

<sup>2</sup> Departamento de Ingeniería Hidráulica y Ambiental, P. Universidad Católica de Chile, Av. Vicuña Mackenna 4860, Macul, Chile, felipe.lucero@outlook.com

<sup>3</sup> Departamento de Obras Civiles, Universidad Técnica Federico Santa María, Avenida España 1680, Valparaíso, Chile, patricio.catalan@usm.cl

<sup>4</sup> PRDW Consulting Port and Coastal Engineers, Av. Alonso de Córdova 5900, Las Condes. Chile, apuelma@prdw.com

<sup>5</sup> Centro Nacional de Investigación para la Gestión Integrada de Desastres Naturales, CONICYT/FONDAP/1511007, Santiago, Chile

<sup>6</sup> Basal Project FB021, Centro Científico Tecnológico de Valparaíso, Valparaíso, Chile

*Estetrabajoabordalanecesidaddecuantificarlaincertidumbre existente en las estimaciones de propagaciones de oleaje realizadas frecuentemente para proyectos de ingeniería marítima. Utilizando modelados y mediciones, se logró estimar la magnitud y variabilidad de los errores en las alturas significativas y períodos energéticos espectrales. Las alturas significativas espectrales modeladas presentaron, en general, una sobreestimación y errores absolutos relativos medios entre 8% y 14% respecto de las mediciones, dependiendo del modelo utilizado y de si la condición de borde correspondía a datos de oleaje en aguas profundas medidos u obtenidos de modelados globales de re-análisis. Cuando se utilizaron datos de re-análisis los errores alcanzaron valores medios de hasta 28% en los rangos de altura mayores ( $H_{m0} > 3$  m). La confianza de la predicción disminuyó, encontrando valores de hasta 40% para el error relativo absoluto para un nivel de confianza del 95% aproximado. Los períodos energéticos modelados presentaron también una sobrestimación general y un aumento en los errores de hasta un 34% en promedio, al utilizar oleaje en aguas profundas de re-análisis. Los niveles de error encontrados indican la necesidad de que en Chile se cuente con mediciones de oleaje de largo plazo y se cuantifique la precisión en las mediciones y estudios de oleaje para su aplicación en diseño de obras marítimas y en la evaluación del potencial energético undimotriz.*

**Palabras clave:** oleaje, incertidumbre, modelación, altura significativa espectral, período energético

*This contribution shows the need to quantify the uncertainty in the wave propagation modelling, a technique frequently used in coastal engineering projects. The magnitude and variability of the errors in estimates of the significant wave height and the energetic wave period was evaluated using modelling and measurements. The modelling of significant wave heights showed mean absolute relative errors between 8% and 14% with respect to measurements depending on which model and deep water wave boundary conditions (buoy measurements or hindcasting) were used. A more detailed analysis indicated that when hindcast data was used, mean errors reached up to 28%, and that for the highest wave heights ( $H_{m0} > 3$  m) the confidence decreased finding that the 95% approximate level for the absolute relative error reached up to 40%. Modelled energetic wave periods were generally over estimated and mean errors increased up to 34% when hindcast deep water wave data was used. The level of uncertainty found in this study indicate that in Chile it is necessary to have a long term wave database and a quantification of the accuracy in measurements and wave studies for wave power availability and coastal design assessments.*

**Keywords:** waves, uncertainty, modelling, spectral significant wave, energetic wave period





## Introducción

El modelado de la propagación de oleaje es frecuente en proyectos de ingeniería marítima y tiene como objetivo obtener estadísticas de climas de oleaje a nivel costero en uno o varios puntos de interés para el diseño y desarrollo de un proyecto. Por ejemplo, en el caso de proyectos portuarios, la altura del oleaje tiene incidencia directa en la evaluación de solicitaciones estructurales, transporte de sedimentos, cotas y otros aspectos del diseño. Uno de los factores más sensibles que puede incluso condicionar la inversión, es la evaluación de la disponibilidad operacional asociada a las condiciones del oleaje. Esta variable incide en la factibilidad de las maniobras, la eficiencia en la transferencia de carga y los riesgos de daño en elementos de amarre y atraque.

Por estas razones es importante validar y conocer el nivel de incertidumbre de los estudios de oleaje. Estudios de validación del modelo de propagación de oleaje STWAVE (*STeady State spectral WAVE*, <http://chl.erd.usace.army.mil/software>) realizados por US Army Corps of Engineers, indican errores medios de la altura significativa del orden de 10% (USACE, 1998). Kabling y Odronec (2010) utilizan el modelo MIKE 21 SW y obtienen errores del orden de 30% en la altura significativa para alturas de olas cercanas a los 2 m en un punto ubicado a 5 m de profundidad en Jupiter Inlet, Palm Beach, Florida. En el documento de mercadeo del mismo modelo (DHI, 2016) se muestran errores del orden del 5 al 10% en altura significativa y en los periodos medios, y del 10 al 15% en las direcciones medias.

Una cuantificación de los impactos que puede producir la incertidumbre en el clima de oleaje es presentada en estudios recientes sobre variaciones futuras debidas al cambio climático global, donde se revela que los impactos en la infraestructura costera pueden ser significativos. Mase *et al.* (2013) indican aumentos entre un 10% y 60% en los anchos de los diques verticales de la bahía de Osaka en Japón, para satisfacer los criterios de estabilidad ante el deslizamiento, considerando aumentos en las alturas de olas de aguas profundas del orden del 20%. Suh *et al.* (2012) identificaron un incremento de un 5% en el ancho de un dique vertical en el puerto de Hitachinaka en Japón producto de un aumento de 20% en la altura de oleaje de diseño.

En general, los modelos de propagación se utilizan para estimar el oleaje en profundidades intermedias a partir de información del oleaje en aguas profundas, pudiendo ser ajustados o calibrados mediante el manejo de variables como la resolución y tamaño de las mallas computacionales, fricción de fondo y esquemas de disipación de energía. Sin embargo, la batimetría y el oleaje en aguas profundas es la información de entrada más importante para lograr buenos resultados de estos modelos.

En este último punto y dada la escasez de mediciones frente a las costas de Chile, los estudios de oleaje normalmente utilizan estadísticas de clima de oleaje en aguas profundas que provienen de modelos globales de re-análisis, por ejemplo: NOAA/NCEP<sup>1</sup>, ECMWF/Era-Interim<sup>2</sup>, FUGRO-Oceanor<sup>3</sup> y Olas del Pacífico<sup>4</sup> (SHOA, 2005).

Para el presente trabajo se analizan algunos de los resultados obtenidos en el proyecto CORFO-INNOVA (2009), en adelante proyecto undimotriz. En dicho proyecto se realizaron batimetrías de detalle, mediciones de oleaje en aguas profundas e intermedias y se adquirieron bases de datos de oleaje espectral de re-análisis de largo plazo. Esta información se utilizó para calibrar y validar tres modelos numéricos distintos aplicados en las mismas zonas que permitieron generar mapas de potencia del oleaje y evaluar las diferencias entre los resultados de los modelos. Esta metodología contrasta con la mayoría de las aplicaciones donde los estudios de oleaje que se realizan se caracterizan por contar con una sola fuente de información de oleaje en aguas profundas, datos de batimetría que no siempre son de alta resolución, y excepcionalmente, consideran más de un modelo de propagación calibrado. Bajo dichas consideraciones, la información generada por el proyecto undimotriz es de la mejor calidad posible según las posibilidades tecnológicas actuales.

El presente trabajo se centra específicamente en la cuantificación de la incertidumbre asociada a la obtención del clima de oleaje a nivel costero a partir de un análisis de los errores en la propagación del oleaje. El estudio se acota a cuantificar el error en la estimación de la altura

<sup>1</sup> National Centers for Environmental Prediction, NOAA, USA.

<sup>2</sup> European Centre for Medium-Range Weather Forecast. ERA-Interim: <http://apps.ecmwf.int/datasets/data/interim-full-daily>

<sup>3</sup> [http://www.oceanor.no/Services/Worldwaves/WW\\_database](http://www.oceanor.no/Services/Worldwaves/WW_database)

<sup>4</sup> <http://www.olasdelpacifico.com/>



significativa y el período energético para un solo punto, quedando para futuras investigaciones una extensión de este trabajo a otras zonas y a otros parámetros representativos de los estados de mar.

## Metodología

La información utilizada para los análisis de este trabajo proviene de mediciones realizadas en la costa de la Región de Valparaíso, las que consisten en un levantamiento batimétrico de detalle y mediciones de oleaje (en aguas profundas y someras). El proyecto undimétrico cuenta con una cláusula de confidencialidad de la información por lo que algunos detalles sobre la ubicación de las mediciones no serán entregados. La información batimétrica corresponde a una combinación de datos de cartas náuticas SHOA, un levantamiento realizado especialmente para el proyecto hasta el veril 100 m (resolución 200 m x 200 m aproximadamente) y datos batimétricos globales (ETOPO, GEBCO resolución 1' x 1' y 0.5' x 0.5' respectivamente). Estos datos fueron sometidos a un detallado análisis de calidad que permitió corregir y elegir los datos más adecuados para cada zona de interés, para asegurar transiciones suaves entre las distintas mallas de cálculo (Gallardo, 2015).

El oleaje de aguas profundas (~ 150 m) se midió utilizando una boya direccional Triaxys y el oleaje de aguas intermedias (~ 20 m), con un ADCP Workhorse RDI-Teledyne también direccional. Las mediciones de ADCP se realizaron durante intervalos de 20 min cada 1 hr y las de boya durante 35 min cada 1 hr. La información de oleaje espectral de larga data en aguas profundas fue adquirida de FUGRO-Oceanor (desde aquí en adelante FUGRO), quienes detectan y corrigen, con mediciones satelitales, los errores sistemáticos de las salidas del modelo de re-análisis WAM que corre ECMWF. Los datos FUGRO son entregados cada 3 hr, y para este estudio solo se utiliza la información correspondiente al mismo período de las mediciones.

Los modelos numéricos, STWAVE v5.6, MIKE 21 SW v2014 y SWAN<sup>5</sup> v.40.91ABC se calibraron definiendo un subconjunto de casos representativos de la totalidad de las mediciones en aguas profundas utilizando la metodología de *clustering* (agrupamiento) (Lucero *et al.*, 2013). Con

<sup>5</sup> SWAN - Simulating WAves Nearshore (<http://swanmodel.sourceforge.net/>)

este subconjunto de datos se realizaron iteraciones en cada modelo para seleccionar los parámetros, configuraciones de batimetrías, mallas computacionales, metodologías de propagación, entre otros. Así, la calibración permitió representar el oleaje propagado con un menor error y con costos computacionales razonables.

Los modelos SWAN y STWAVE se corrieron finalmente utilizando un anidado de 3 mallas cuadradas con resolución de 500, 100 y 25 m. El modelo MIKE 21 SW se corrió utilizando una malla no estructurada cuya resolución varió entre 11 km y 100 m. Con el modelo STWAVE se corrieron 11 simulaciones de calibración para las cuales se varió la resolución de mallas, distintos escenarios de fricción de fondo, nivel del mar, fuentes de datos batimétricos y métodos de propagación de oleaje. Con SWAN se corrieron 6 simulaciones de calibración variando la opción de *whitecapping* y fricción de fondo. Con MIKE 21 se corrieron 9 simulaciones de calibración variando la resolución de la malla, método de interpolación de la batimetría y fricción de fondo.

En las simulaciones de calibración, los errores relativos absolutos de la altura significativa para los casos de calibración variaron entre 74% y < 0.1% para el modelo STWAVE, 23% y < 0.1% para el modelo MIKE 21 SW, y 70% y 14% para el modelo SWAN. Los errores relativos absolutos del período energético variaron entre 43% y 1% para el modelo STWAVE, 20% y 2% para el modelo MIKE 21, y 32% y < 0.1% para el modelo SWAN. Cabe destacar que dado que los casos seleccionados tienen una incidencia variable en el período de mediciones (entre 1.96% para el caso con menos incidencia y 43.5% para el caso de mayor incidencia), los errores más significativos e importantes de minimizar fueron los de los casos con mayor incidencia.

La validación de los modelos calibrados se realizó comparando los resultados de las simulaciones que utilizaron como dato de entrada el oleaje en aguas profundas medido por la boya Triaxys, con mediciones de oleaje en aguas intermedias, cuyas fechas de medición fueran comunes con las de la boya. Esto resultó en aproximadamente 170 días de coincidencia de fechas (4032 casos). Las mediciones de oleaje y las salidas de las simulaciones corresponden a espectros direccionales (bidimensionales) cada 1 hr, contando con 24 mediciones de los estados de mar por cada día de medición.



El proceso de calibración y validación permitió identificar la conveniencia de correr los modelos con sus parámetros de configuración por defecto, utilizando metodologías simplificadas de propagación espectral (matrices de cambio de dirección y de coeficientes de agitación) y datos batimétricos combinados entre sondajes realizados para el proyecto, cartas náuticas SHOA y datos globales GEBCO y ETOPO, utilizados en ese mismo orden jerárquico de acuerdo a su confiabilidad. Es conveniente indicar que el modelo SWAN se utilizó activando las opciones de *whitcapping* y fricción de fondo, aunque estas no presentaron diferencias significativas con respecto a los resultados modelados sin ellas.

Posteriormente, con los modelos calibrados, se realizaron simulaciones utilizando como datos de entrada el re-análisis FUGRO, en una ubicación geográfica cercana a la de la boya Triaxys y durante el mismo período de las mediciones, aunque, dada la menor resolución temporal de los datos solo se simularon 1349 casos. De esta manera, la comparación de los resultados de las simulaciones descritas permitieron obtener los errores respecto de las mediciones de aguas intermedias para 2 escenarios: 1) con datos de entrada de oleaje en aguas profundas medidos con la boya Triaxys y 2) con datos de entrada de oleaje en aguas profundas de la estadística de re-análisis FUGRO-Oceanor. Adicionalmente se cuantificaron los errores de los datos FUGRO al compararlos con la información de boya.

En este trabajo se presentan los resultados correspondientes a los errores encontrados para los parámetros  $H_{m0}$ , estimador espectral de la altura significativa y  $T_{-1,0}$ , período energético espectral (USACE, 2006; Cruz, 2008; p.105). El análisis estadístico del error se realiza en base al error relativo (1) y al valor absoluto de este error (2):

$$e\%_X(t) = \frac{X^{medición}(t) - X^{modelo}(t)}{X^{medición}(t)} \quad (1)$$

$$|e\%_X(t)| = \left| \frac{X^{medición}(t) - X^{modelo}(t)}{X^{medición}(t)} \right| \quad (2)$$

donde  $e\%_X(t)$  indica el error relativo del parámetro  $X$  ( $H_{m0}$  o  $T_{-1,0}$ ) en el tiempo  $t$ . El superíndice *medición* es indicativo de mediciones que pueden ser en aguas intermedias (ADCP), caso en el cual el superíndice *modelo* corresponde

a resultados de propagaciones realizadas con STWAVE, MIKE 21 y SWAN, o puede ser indicativo de mediciones en aguas profundas (boya Triaxys), donde *modelo* corresponde a los datos de re-análisis FUGRO. El análisis estadístico realizado corresponde a curvas de excedencia, promedios, medianas y percentiles.

## Resultados

La Figura 1 muestra estadígrafos de los errores relativos y relativos absolutos para los parámetros  $H_{m0}$  y  $T_{-1,0}$  modelados en aguas someras y del modelo de re-análisis (ver también Tablas 1 y 2 más adelante).

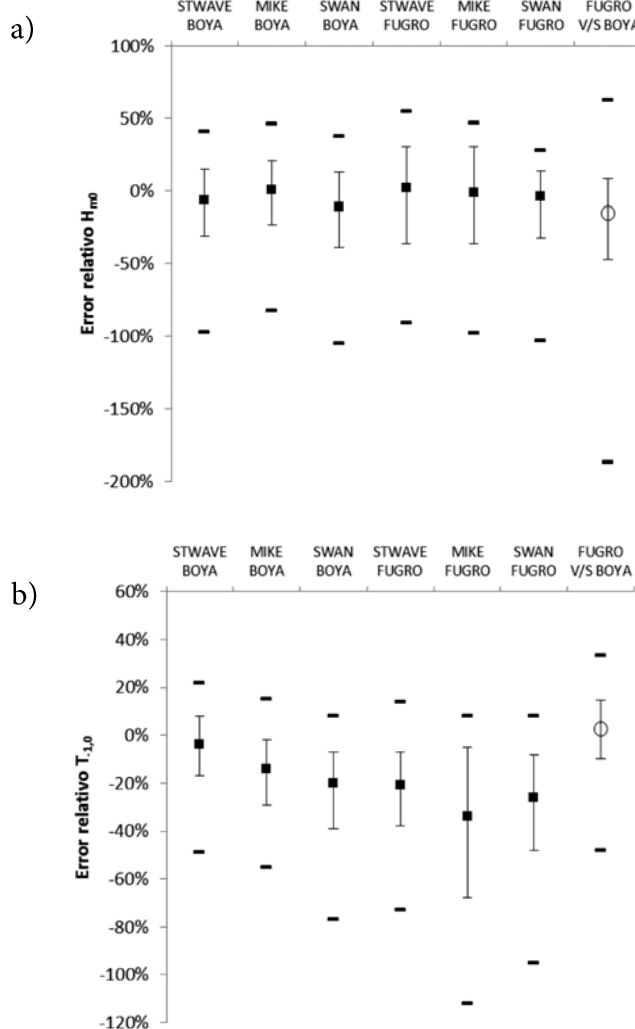


Figura 1: Errores relativos para distintos modelos y fuente de oleaje de aguas profundas, a)  $H_{m0}$  y b)  $T_{-1,0}$  (cuadrados indican medianas para los modelados de aguas intermedias, círculos indican medianas para el modelo de re-análisis FUGRO, barras de error indican percentiles 95% y 5% y líneas indican máximos y mínimos).

En la Figura 2 se muestra una comparación entre las curvas



de porcentaje de excedencia del error relativo para los casos simulados con distintos datos de entrada de oleaje en aguas profundas y distintos modelos. Se observa que los modelos STWAVE y SWAN con los datos de boya (líneas continuas roja y azul) presentan un sesgo hacia los valores negativos indicando que, en promedio, las simulaciones sobrestiman la altura del oleaje. Este sesgo es menor en todos los otros casos (ver también, mediana  $e\%_{H_{m0}}$  en Tabla 1).

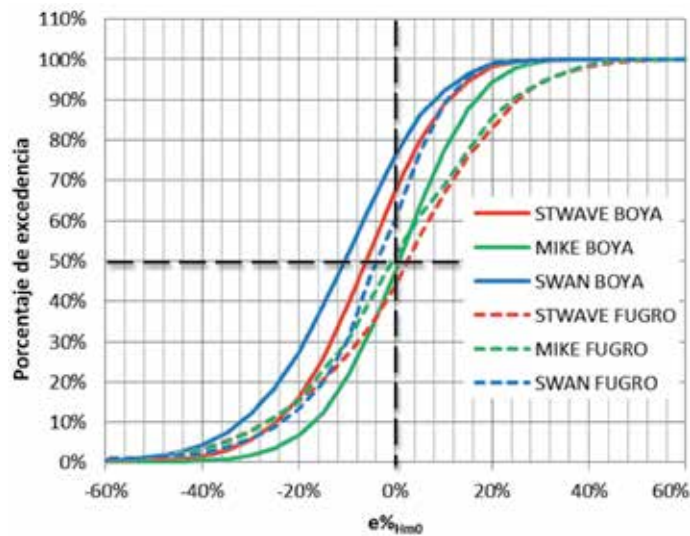


Figura 2: Comparación de curvas de porcentaje de excedencia del error relativo  $e\%_{H_{m0}}$  obtenido para la altura significativa.

Las modelaciones que utilizan datos FUGRO tienden a disminuir el sesgo. Sin embargo, una comparación de estos datos con la boya Triaxys indicó una sobreestimación promedio de un 17% en  $H_{m0}$ . Por lo tanto, no es posible explicar que la disminución del sesgo o error medio relativo al utilizar datos FUGRO se deba a una disminución en la altura significativa de estos últimos. Dicha disminución puede entonces deberse a diferencias en las características espectrales con los datos de boya que se traducen finalmente en una pérdida de energía espectral en el proceso de propagación.

En la Figura 3 se presentan los gráficos de dispersión entre los datos medidos y modelados, separados por modelo y por fuente de datos de entrada. Se puede observar que en general, los modelos explican de manera aceptable más del 60% de la varianza observada instrumentalmente. Por su parte, la pendiente de las curvas de ajuste, sin sesgo, es decir, forzadas a cruzar por el origen, indica variaciones máximas del orden de 11% (caso SWAN-boya). En general, las simulaciones con datos FUGRO presentan

mayores errores que las con datos de boya, lo que es esperable debido a que los datos de FUGRO corresponden a datos resultantes de modelos que no necesariamente representan el oleaje de manera exacta. La única excepción a esta tendencia es el modelo SWAN donde el error relativo absoluto medio disminuye al usar datos FUGRO (pendiente de la recta) pero la calidad del ajuste disminuye de un 80% a un 75% de la varianza (coeficiente  $R^2$ ).

De esta manera, los resultados del modelado con datos de boya corresponden a la mejor configuración de cálculo obtenida, en la cual la mediana del error relativo absoluto  $|e\%_{H_{m0}}|$  alcanzó valores de 10%, 9% y 13% para las simulaciones con los modelos STWAVE, MIKE 21 SW y SWAN, respectivamente. Al utilizar datos FUGRO la mediana de  $|e\%_{H_{m0}}|$  aumenta a 13% y 14% para los dos primeros modelos y disminuye a un 8% para el modelo SWAN. Pese a las diferencias obtenidas, es posible observar que todos los modelos presentan errores del mismo orden de magnitud.

Tabla 1: Parámetros estadísticos de los errores porcentuales y errores porcentuales absolutos en la estimación de la altura significativa espectral  $H_{m0}$ , para simulaciones realizadas con distintos modelos (STWAVE, MIKE 21, SWAN) y datos de entrada (Boya Triaxys y FUGRO). La última columna corresponde a datos FUGRO comparados con mediciones de boya.

Parámetro	STWAVE boya	MIKE boya	SWAN boya	STWAVE FUGRO	MIKE FUGRO	SWAN FUGRO	FUGRO boya
$e\%_{H_{m0}} \max$	41	46	38	55	47	28	62
$e\%_{H_{m0}} \min$	-97	-82	-105	-91	-98	-103	-187
$e\%_{H_{m0}} \text{ promedio}$	-7	0.1	-11.5	0.9	-1	-5	-17
mediana $e\%_{H_{m0}}$	<b>-6</b>	<b>1</b>	<b>-11</b>	<b>2</b>	<b>-1</b>	<b>-4</b>	<b>-15</b>
percentil 5% $e\%_{H_{m0}}$	-31	-23	-39	-36	-36	-32	-47
percentil 95% $e\%_{H_{m0}}$	15	21	13	31	31	14	8
promedio $e\%_{H_{m0}} > 3 \text{ m}$	4	7	-5	26	3	0	-10
promedio $ e\%_{H_{m0}} $	12	10	15	16	16	11	19
mediana $ e\%_{H_{m0}} $	<b>10</b>	<b>9</b>	<b>13</b>	<b>13</b>	<b>14</b>	<b>8</b>	<b>16</b>
promedio $ e\%_{H_{m0}}  > 3 \text{ m}$	10	12	12	28	15	8	14
percentil 95% $ e\%_{H_{m0}} $	31	26	39	40	39	32	47

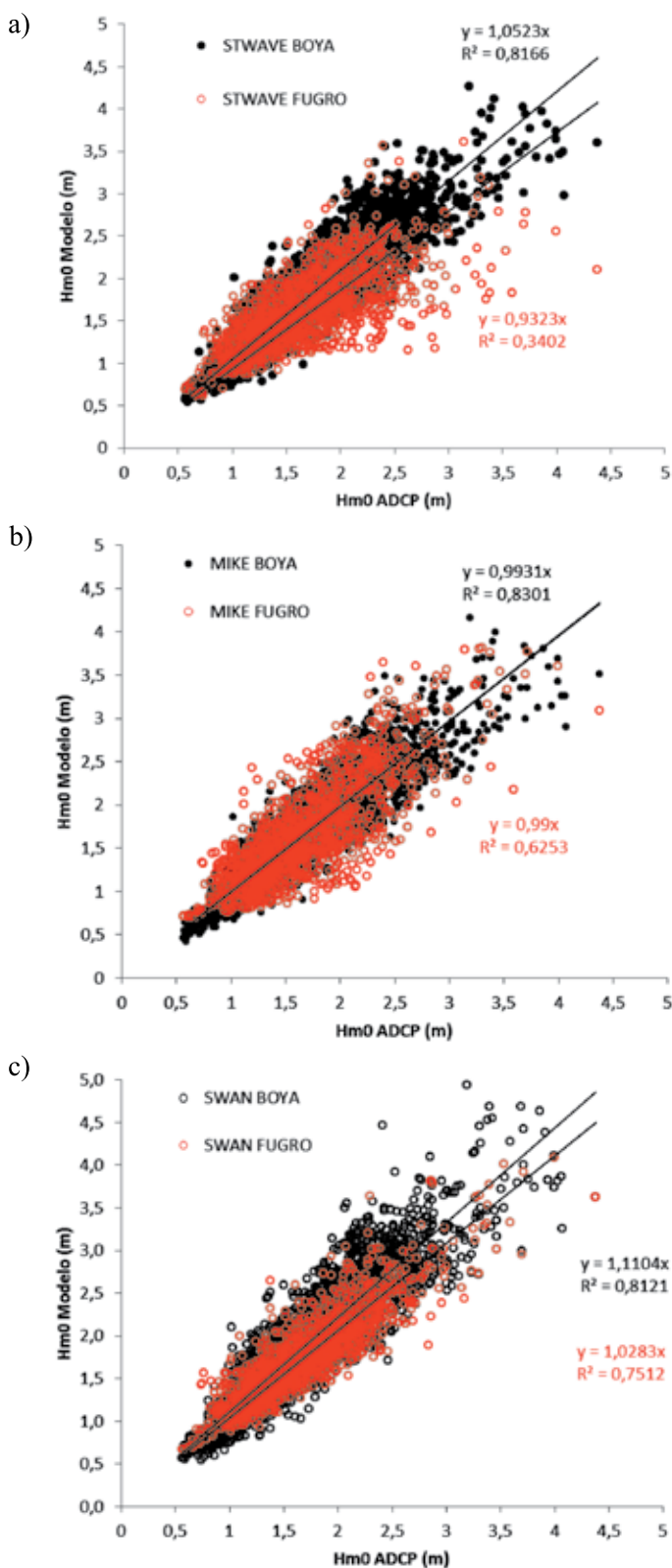


Figura 3: Gráfico de dispersión para mediciones  $H_{m0}$  ADCP y  $H_{m0}$  modelo: a) STWAVE, b) MIKE 21 SW y c) SWAN. Se incluyen simulaciones con datos de boya Triaxys (círculos negros) y estadística FUGRO (círculos rojos), líneas y ecuaciones indican ajustes lineales a los datos.

En la Tabla 1 se muestra que para el percentil 95%,  $|e\%_{Hm0}|$  varía entre 26% y 39% cuando se utilizan mediciones de boya, y entre 32% y 40% cuando se utilizan datos FUGRO. Esto indica una aproximación del valor del error relativo absoluto correspondiente a un nivel de confianza del 95%.

Un resultado que llama la atención es, que para el modelo STWAVE con datos FUGRO, el promedio de  $|e\%_{Hm0}|$  obtenido para  $H_{m0}$  superiores a 3 m es de 28%, en comparación con todos los otros casos que presentan  $|e\%_{Hm0}|$  promedio inferiores a 15%. Esto indica que al usar el modelo STWAVE con datos FUGRO se presentan errores relativos mayores para los estados de mar más energéticos induciendo en este caso un error cercano a 2 veces el error medio. Esto también se observa en la Figura 3 donde se aprecia que este error además se debe a una subestimación de los modelos para los valores más altos de  $H_{m0}$ .

El análisis del error en el período energético  $T_{-1,0}$  muestra que en las simulaciones con datos FUGRO, los errores relativos absolutos y los sesgos aumentan (Tabla 2). Un análisis de  $|e\%_{Hm0}|$  modelado con datos de boya indica que, en promedio, no varía significativamente al cambiar la dirección de incidencia del oleaje en aguas profundas (Tabla 3). En este análisis debe considerarse que en el 97% de los casos el oleaje proviene de las direcciones SO y SSO y que la tendencia del promedio de  $|e\%_{Hm0}|$  a disminuir para la dirección O carece de representatividad estadística dado el escaso número de casos registrados para esa dirección. Se incluye el error del modelo de re-análisis (FUGRO) por direcciones donde se observa un mayor número de datos debido a una mayor coincidencia de fechas entre datos FUGRO y boya que entre datos de boya y ADCP.

## Discusión

El error relativo absoluto en la altura significativa modelada es cercano al 10% en promedio y menor al 40% para un nivel de confianza aproximado del 95%, utilizando datos de aguas profundas medidos para todos los modelos. Esto está en acuerdo con Domínguez *et al.* (2014) y Lucero y Catalán (2014) quienes encontraron valores medios similares para datos medidos frente a las costas de la región de Valparaíso y la región del Bío Bío, respectivamente. Oh *et al.* (2009) encontraron errores relativos absolutos medios entre 3 y 27% para  $H_{m0}$  en modelaciones realizadas con MIKE 21



Tabla 2: Parámetros estadísticos de los errores porcentuales absolutos en la estimación del período energético espectral,  $T_{-1,0}$  para simulaciones realizadas con distintos modelos (STWAVE, MIKE 21; SWAN) y datos de entrada (Boya Triaxys y FUGRO). La última columna corresponde a datos FUGRO comparados con mediciones de boya.

Parámetro	STWAVE boya	MIKE boya	SWAN boya	STWAVE FUGRO	MIKE FUGRO	SWAN FUGRO	FUGRO vs boya
$e\%_{T_{-1,0}}$ max	22	15	8	14	8	8	33
$e\%_{T_{-1,0}}$ min	-49	-55	-77	-73	-112	-95	-48
$e\%_{T_{-1,0}}$ promedio	-4	-14	-21	-22	-35	-27	3
mediana $e\%_{T_{-1,0}}$	<b>-4</b>	<b>-14</b>	<b>-20</b>	<b>-21</b>	<b>-34</b>	<b>-26</b>	<b>3</b>
percentil 5% $e\%_{T_{-1,0}}$	-17	-29	-39	-38	-68	-48	-10
percentil 95% $e\%_{T_{-1,0}}$	8	-2	-7	-7	-5	-8	15
promedio $e\%_{T_{-1,0}}$ $H_{m0} > 3$ m	-4	-14	-21	-22	-35	-27	3
promedio $ e\%_{T_{-1,0}} $	7	15	21	22	35	27	6
mediana $ e\%_{T_{-1,0}} $	<b>6</b>	<b>14</b>	<b>20</b>	<b>21</b>	<b>34</b>	<b>26</b>	<b>5</b>
promedio $ e\%_{T_{-1,0}} $ $H_{m0} > 3$ m	7	15	21	22	35	27	6
percentil 95% $ e\%_{T_{-1,0}} $	17	29	39	38	68	48	16

Tabla 3: Promedio de  $|e\%_{Hm0}|$  y número de casos por dirección y modelo

Dirección	STWAVE boya		MIKE 21 boya		SWAN boya		FUGRO vs boya	
	$ e\%_{Hm0} $	Nº	$ e\%_{Hm0} $	Nº	$ e\%_{Hm0} $	Nº	$ e\%_{Hm0} $	Nº
S*	15	9	12	9	20	9	-	-
SSO	13	2.563	11	2.563	17	2.563	3	29
SO	10	1.292	10	1.292	12	1.292	7	2.689
OSO*	10	104	12	104	10	104	7	1.442
O*	10	42	12	42	15	42	7	214
ONO*	12	9	16	9	16	9	8	48
NO*	16	13	16	13	17	13	12	18
NNO*	15	9	12	9	20	9	9	10

\* Direcciones con bajo número de casos por lo que el error estándar del estimador estadístico promedio de  $|e\%_{Hm0}|$  es mayor

BW, SWAN y Ref/Dif. Estos valores son del orden de los encontrados en este trabajo. Los modelos utilizados en este estudio, en general, tienden a sobreestimar tanto la

altura significativa como el período energético. Esto se ve reflejado en los valores negativos de las medianas de los errores relativos. Dichos errores pueden deberse a errores en las mediciones de oleaje, batimetría, datos de re-análisis y en los algoritmos de propagación. Aunque se hicieron los mayores esfuerzos por minimizar los errores de medición, no fue posible cuantificar la influencia de éstos en el error total de modelación.

Las calibraciones y desempeño de los modelos numéricos presentan sesgos y errores que varían según la magnitud de la altura significativa espectral. En el caso del modelo STWAVE, si bien entregó un error relativo absoluto medio similar al modelo MIKE 21 SW, para las alturas mayores ( $H_{m0} > 3$  m) presentó un aumento considerable del error relativo absoluto con un sesgo positivo, es decir, subestimando las alturas. En general el modelo SWAN entregó los resultados de menor precisión aunque, en el caso de  $H_{m0}$ , por la cancelación de errores sistemáticos, los valores medios de los errores absolutos parecen disminuir notablemente al utilizar los datos FUGRO.

Respecto de los datos de entrada, se observó que los errores relativos absolutos medios, en general, al utilizar datos de oleaje en aguas profundas de re-análisis, aumentan sobre 14% para las alturas significativas y sobre 22% para los períodos energéticos modelados, en relación a los resultados modelados con mediciones de boya. El error es significativamente mayor para alturas de ola en el rango más alto de las mediciones, lo que sugiere algunas dificultades para modelar los eventos de mayor altura cuando se utilizan datos de oleaje de re-análisis. Esto es relevante para la caracterización de eventos extremos y estimación de los valores de retorno utilizados en el diseño de estructuras costeras.

Se infiere que la disminución del sesgo al utilizar los datos de re-análisis FUGRO ocurre por cancelación de errores sistemáticos que no dependen de la altura significativa, sino más bien, de la distribución de la energía espectral en frecuencias y direcciones. Esto considerando que las modelaciones de aguas profundas a intermedias tienden a sobreestimar  $H_{m0}$  y a que las alturas de ola de FUGRO son, en general, mayores a las medidas. Encontrar errores relativos medios inferiores al utilizar datos de re-análisis de oleaje no era esperable en una primera instancia.



Finalmente, respecto de la metodología utilizada, el error de la medición no fue cuantificado en aguas profundas ni en aguas intermedias. El error medio de las mediciones según Rørbæk y Andersen (2000), puede ser del orden del 5% para  $H_{m0}$  y  $T_{0,2}$ , aunque Hoitink y Schroevers (2004) muestran que éste puede ser de hasta un 20% dependiendo de la configuración de los instrumentos.

## Conclusiones

En este estudio se entregan valores referenciales sobre los errores asociados al modelado de oleaje que pueden ser usados como una primera aproximación en la estimación del riesgo, incertidumbre y factores de seguridad en las forzantes de diseños de estabilidad y desempeños de diseños operacionales en proyectos de ingeniería de costas. Los modelos, fuentes de datos y metodologías utilizados son habituales en estudios de oleaje de proyectos de ingeniería, donde el oleaje de aguas profundas proviene de datos de re-análisis que se propagan a un punto de aguas intermedias. El error medio en  $H_{m0}$  es del orden de 15% y menor a 40% para un nivel de confianza aproximado del 95%. Aunque estos valores son solo referenciales y válidos para el presente estudio, ya que cada sitio y estudio tiene características propias, se considera que pueden indicar el orden de magnitud esperable para los errores de propagación de oleaje en Chile central.

Con respecto al desempeño de los modelos, si bien existen diferencias puntuales, no hay diferencias sustanciales que permitan favorecer la elección de un modelo sobre otro. No obstante, el modelo MIKE 21 SW presentó errores y sesgos levemente menores en relación a los otros dos modelos comparados. Los niveles de error encontrados indican la necesidad que en Chile se cuente con mediciones de oleaje de largo plazo y se cuantifique la precisión en las mediciones y estudios de oleaje, para su aplicación en diseño de obras marítimas y en la evaluación del potencial energético undimotriz.

En estudios futuros, es recomendable realizar mediciones en el mismo punto con dos instrumentos similares o diferentes para evaluar las diferencias entre sus mediciones. Otras recomendaciones son: incorporar al análisis otros sitios medidos y modelados en este y otros proyectos; incluir el análisis de otros parámetros (como período máximo, anchos espectrales, espectros, direcciones medias);

analizar los efectos de estados de mar multimodales; contar con mayor información que incluya mayor cantidad de casos que consideren alturas, direcciones y períodos menos frecuentes; e incluir otros sitios.

## Agradecimientos

Se agradece al proyecto CORFO - INNOVA 09CN14-5718, Catastro del Recurso Energético, asociado a oleaje para el apoyo a la evaluación de proyectos de generación de energía undimotriz y a su equipo desarrollador.

## Referencias

- CORFO-INNOVA (2009). Catastro del recurso energético asociado a oleaje para el apoyo a la evaluación de proyectos de generación de energía undimotriz. Proyecto CORFO INNOVA 09CN14-5718 Hydrochile, INH, PUC, PRDW, UV, UTFSM.
- Cruz, J. (2008). *Ocean Wave Energy, Current Status and Future Perspectives*. Springer.
- DHI (2016). MIKE 21 wave modeling – MIKE 21 spectral waves FM short description. <https://www.mikepoweredbydhi.com/products/mike-21> (24/01/2016).
- Domínguez, J.C., Cienfuegos, R., Catalán, P.A., Zamorano, L.R. and Lucero, F. (2014). Assessment of fast spectral wave transfer methodologies from deep to shallow waters in the framework of energy resource quantification and wave forecasting in the Chilean coast. *Coastal Engineering Proceedings* 1(34), 23-33
- Gallardo, A. (2015). *Calibración y validación del modelo STWAVE mediante mediciones y modelación matemática en un sector ubicado en la región de Valparaíso*. Memoria de título, Universidad de Valparaíso
- Hoitink, A. and Schroevers, M. (2004). Validation of ADCP surface wave measurements in a shelf sea. OCEANS '04. MTTTS/IEEE TECHNO-OCEAN '04 (Volume:3)
- Kabiling, M.B. and Odronic, K.M. (2010). Calibration and verification of a MIKE21 model for evaluating shoreline stabilization alternatives. Proceedings of the International MIKE by DHI Conference, Copenhagen 2010 [http://www.dhigroup.com/upload/publications/mike21/Kabiling\\_2010.pdf](http://www.dhigroup.com/upload/publications/mike21/Kabiling_2010.pdf).
- Lucero, F. y Catalán, P. (2014). Caracterización del potencial energético del oleaje en la costa de Chile central. *XXV Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, Santiago, Chile.



Lucero, F., Catalán, P. y Ossandón, A. (2013). Selección de climas de oleaje mediante métodos de agrupamiento. *XXI Congreso Chileno de Hidráulica*, Concepción, Chile.

Mase, H., Tsujio, D., Yasuda, T. and Mori, N. (2013). Stability analysis of composite breakwater with wave-dissipating blocks considering increase in sea levels, surges and waves due to climate change. *Ocean Engineering* **71**, 58 - 65

Oh, S.H., Suh, K.D., Son, S.Y. and Lee, D.Y. (2009). Performance comparison of spectral wave models based on different governing equations including wave breaking. *KSCCE Journal of Civil Engineering* **13** (2), 75 - 84

Rørbæk, K. and Andersen, H. (2000). Evaluation of wave measurements with an acoustic doppler current profiler. OCEANS 2000 MTS/IEEE Conference and Exhibition.

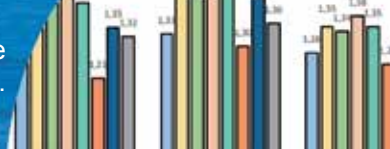
SHOA (2005). Especificaciones técnicas para mediciones y análisis oceanográficos. Publicación Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada de Chile SHOA 3201, Instrucciones Oceanográficas N°1, 3ª edición, Valparaíso

Suh, K.D., Kim, S.W., Mori, N., and Mase, H. (2012). Effect of climate change on performance-based design of caisson breakwaters. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering* **138**(3), 215 - 225

USACE (1998). Willapa Bay, Grays Harbor, Washington and Ponce de Leon Inlet, Florida. STWAVE model validation study. Coastal and Hydraulics Laboratory, Engineer Research and Development Center Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, USA (<http://chl.erdc.usace.army.mil/>)

USACE (2006). Coastal Engineering Manual. US Army Corps of Engineers.





# Análisis del período y desplazamiento de edificios de hormigón armado considerando distintos grados de rigidez en sus elementos resistentes

Period and displacement analysis of reinforced concrete buildings with different degrees of stiffness in their resistance elements

Fecha de entrega: 14 de octubre 2015

Fecha de aceptación: 23 de marzo 2016

Constanza López y Juan Music

Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica del Norte, Av. Angamos 0610, Antofagasta, Chile, constanza.vlopez@gmail.com, jmusic@ucn.cl

*En este trabajo se estudia principalmente la relación entre los períodos de mayor masa traslacional en condiciones denominadas agrietadas y no agrietadas, para edificios altos de hormigón armado (mayor a 10 pisos) ubicados en la ciudad de Antofagasta, Chile. La metodología consiste en determinar los períodos de los modos con mayor masa traslacional y los desplazamientos a nivel de techo mediante un análisis sísmico según NCh433 Of.96 Mod.2009/DS.61 considerando las secciones brutas de los elementos (condición llamada no agrietada). Posteriormente, se modifica la rigidez a flexión de los muros estructurales mediante factores de reducción del momento de inercia de las secciones brutas para considerar el agrietamiento (condición llamada agrietada). Estos factores de reducción corresponden a diferentes criterios recomendados por la comunidad científica. Los resultados obtenidos son comparados entre los distintos modelos y también con lo señalado por el Decreto 61, en relación al valor del período agrietado y el desplazamiento de diseño a nivel de techo. Se concluye que, a excepción de uno de los criterios utilizados (modelo E de Doepker), lo señalado por el Decreto 61 está por el lado de la seguridad, ya que la relación entre los períodos agrietados y no agrietados de los edificios estudiados, en general, es inferior a 1.5. De igual manera, los desplazamientos de techo resultan ser menores a los determinados con la expresión dada por el Decreto 61.*

*Palabras clave: período agrietado, desplazamiento de techo, NCh433 Of.96 Mod.2009/Decreto 61*

*This paper studies mainly the relationship between the fundamental translational periods of vibration, in tall reinforced concrete building (more than ten floors) located in Antofagasta, Chile, for both conditions, cracked and uncracked. For that purpose, the fundamental translational periods of vibration and also the roof displacement were calculated using the modal spectral analysis proposed in the Chilean seismic code NCh433 Of.96 Mod.2009/D.S.61, considering the gross section (uncracked condition). Afterward, the flexural stiffness of structural walls was modified applying reduction factors to the moment of inertia to consider the cracked condition. These reduction factors were taken from different recommendations given by the scientific community to take into account cracking in structural walls. Results for the different models were compared among them and with what is specified in the DS 61 with respect to periods and roof displacement. Finally, it is concluded that, in general, the ratio between periods for the cracked and uncracked are less than 1.5; except for the model E (Doepker). Similarly, the roof displacements are smaller than that specified by the formula included in the DS 61*

*Keywords: cracked period, roof displacement, NCh433 Of.96 Mod.2009/Decree 61*

## Introducción

El sismo del 27 de febrero de 2010 en Chile de magnitud momento 8.8 produjo, en general, un satisfactorio comportamiento sísmico de las estructuras construidas en los últimos 25 años. Sin embargo, unos pocos edificios de hormigón armado (menos del 1%) presentaron importantes

daños estructurales (Lagos *et al.*, 2012). Los catastros realizados después del sismo en las ciudades de Santiago, Viña del Mar y Concepción mostraron daños en muros esbeltos con secciones T y rectangulares sometidos a esfuerzos de compresión y cargas laterales. Los elementos dañados se localizaron fundamentalmente en el primer

piso y en el primer subterráneo, donde habitualmente se ubican los estacionamientos para vehículos. En ellos fue posible observar una grieta a lo largo del alma de los muros, descascaramiento del hormigón, pandeo de barras longitudinales y una fractura abrupta de barras en algunos casos. Estas fallas se originaron debido a grandes solicitaciones en las zonas más comprimidas de los muros sumadas a problemas en el detallamiento de elementos de borde y en la disposición del refuerzo transversal. Esto último no permitió proveer un confinamiento adecuado al hormigón ni restricción al pandeo de las barras longitudinales (Alfaro, 2013; Wallace *et al.*, 2012).

Producto del terremoto antes señalado el Ministerio de Vivienda y Urbanismo (MINVU) conformó un panel de expertos en materia relativas al diseño sísmico de edificios. Este comité estudió las modificaciones necesarias tanto para el código sísmico como para la normativa de diseño de hormigón armado, recogiendo la experiencia de los daños observados en edificios en la zona centro y sur del país. Como resultado de este trabajo en febrero de 2011 se dictaron dos decretos. Por un lado se promulgó el Decreto 117 (MINVU, 2011a), que fija el diseño sísmico de edificios, modificando fundamentalmente la clasificación sísmica de suelos de fundación y el espectro de diseño que hasta la fecha era regulado por la norma NCh433 of96 Mod. 2009 (INN, 2010). Al mismo tiempo se promulgó el Decreto 118 (MINVU, 2011b), que fija los requisitos de diseño y cálculo para estructuras de hormigón armado. Estos decretos fueron reemplazados, en noviembre de 2011 por los Decretos 60 y 61, actualmente vigentes (MINVU, 2011c,d).

El Decreto 61, entre otros aspectos, establece que “para efecto de diseño de estructuras de hormigón armado, el desplazamiento lateral de diseño en el techo,  $\delta_u$ , se debe considerar igual a la ordenada del espectro elástico de desplazamiento  $S_{de}$ , para un 5% de amortiguamiento respecto del crítico, correspondiente al período de mayor masa traslacional en la dirección del análisis, multiplicada por un factor igual a 1.3 ( $\delta_u = 1.3S_{de}(T_{ag})$ )”. Para la determinación del período de mayor masa traslacional en la dirección de análisis, señala dos formas: *i*) determinar  $T_{ag}$  considerando en su cálculo la influencia del acero y la pérdida de rigidez debida al agrietamiento del hormigón en la rigidez elástica inicial y *ii*) si el período ha sido

calculado con las secciones brutas, es decir, sin considerar la influencia del acero y la pérdida de la rigidez debido al agrietamiento del hormigón, el período de mayor masa traslacional en la dirección de análisis de la estructura se puede aproximar a 1.5 veces al calculado sin considerar estos efectos ( $T_{ag} = 1.5T_n$ ).

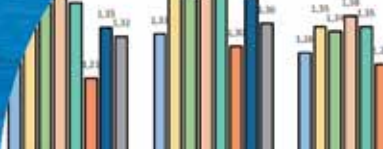
En este trabajo se seleccionan ocho edificios de hormigón armado ubicados en la ciudad de Antofagasta y se determina  $T_{ag}$  por ambas formas señaladas en el Decreto 61 y descrita anteriormente. Adicionalmente se calculan los valores del desplazamiento lateral de diseño en el techo,  $\delta_u$ . Para ello se realiza el análisis elástico dinámico, según normativa vigente nacional, para ambas direcciones de análisis. Para evaluar  $T_{ag}$  según la primera forma indicada, se consideraron distintos criterios de agrietamiento en los muros estructurales. En este trabajo se analizan seis modelos, los cuales modifican la rigidez a flexión no fisurada de los muros por un factor reductor según expresiones empíricas propuestas por códigos e investigadores.

Algunas recomendaciones proveen un único y uniforme factor reductor de la rigidez determinada con las secciones brutas, tales como el código ACI 318 (2008) y FEMA 356 (2000). Otras expresiones más desarrolladas entregan recomendaciones relacionadas con la carga axial (Paulay y Priestley, 1992; Adebar e Ibrahim, 2002) y otras son expresiones en función de la demanda de desplazamientos (Doepker, 2008).

Con este estudio se logra para los edificios analizados: *i*) comparar los períodos agrietados y no agrietados (según los distintos modelos elegidos) y considerando distintos niveles de muros agrietados; *ii*) determinar expresión que relacione el período no agrietado y agrietado para cada modelo elegido y *iii*) comparar la relación entre los desplazamientos de techo determinado con la estructura agrietada y lo indicado en el Decreto 61.

## Rigidez efectiva de elementos de hormigón armado

Se exponen a continuación diferentes criterios existentes para considerar la rigidez efectiva de elementos estructurales, mediante factores de reducción aplicados a las propiedades de las secciones brutas. Estos son:



### Requisitos para hormigón estructural – ACI 318

El código ACI 318 desde la edición del año 1999 hasta la del 2014, ha considerado la disminución de rigidez debido a las deformaciones que se esperan producir con los niveles cercanos a la carga última. Para ello, plantea tres alternativas que determinan el momento de inercia efectivo, las cuales se pueden utilizar para análisis elásticos (ACI 318, 2014).

Alternativa 1: por las propiedades de las secciones definidas de acuerdo a la Tabla 1.

Tabla 1: Momento de inercia efectivo propuesto por el código ACI 318 (2014)

Miembros y condición		Momento de inercia	Área de la sección transversal
Columnas		$0.7I_g$	$A_g$
Muros	No fisurados	$0.7I_g$	
	Fisurados	$0.35I_g$	
Vigas		$0.35I_g$	
Placas planas y losas planas		$0.25I_g$	

Alternativa 2: el 50% de los valores de rigidez basados en las propiedades de la sección bruta ( $I_e = 0.5I_g$ ).

Alternativa 3: otras expresiones sugeridas para determinar el momento de inercia efectivo (incorporadas en la versión del año 2008) son mostradas en la Tabla 2.

$I_g$ : momento de inercia de la sección bruta del elemento respecto al eje que pasa por el centroide sin tener en cuenta el acero de refuerzo, en  $\text{mm}^4$ ,  $I_e$ : momento de inercia efectivo en  $\text{mm}^4$ ,  $A_{st}$ : área total del refuerzo longitudinal en  $\text{mm}^2$ ,  $A_g$ : área bruta de la sección de hormigón en  $\text{mm}^2$ :  $P_u$ ,  $M_u$ : fuerza axial y momento mayorado en N y Nmm,  $P_o$ : resistencia axial nominal para una excentricidad igual a cero, en N,  $\rho$ : cuantía de refuerzo  $A_s$  evaluada sobre el área

$bd$ ,  $b_w$ : ancho del alma o diámetro de la sección circular en mm,  $d$ : distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción en mm,  $h$ : espesor total o altura de un elemento en mm.

### FEMA 356

FEMA 356 (2000) recomienda que la rigidez de los elementos de una estructura puede ser disminuida por los valores mostrados en la Tabla 3.

Tabla 3: Rigidez efectiva propuesta por el FEMA 356 (2000)

Elementos	Rigidez a flexión	Rigidez al corte	Rigidez axial
Vigas-no pretensadas	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	-
Vigas-pretensadas	$E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	-
Columnas a compresión con cargas de diseño $\leq 0.5A_g f'_c$	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Columnas a compresión con cargas de diseño $\leq 0.3A_g f'_c$ o con tracción	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_s A_s$
Muros – no agrietados (con inspección)	$0.8E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Muros agrietados	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Losas no pretensadas	-	$0.4E_c A_g$	-
Losas pretensadas	-	$0.4E_c A_g$	-

$A_g$ : área bruta horizontal,  $A_s$ : área del refuerzo,  $A_w$ : área del alma de la sección bruta,  $E_c$ : módulo de elasticidad del hormigón

### Adebar e Ibrahim

Adebar e Ibrahim (2002) propusieron las siguientes expresiones para la rigidez efectiva a flexión de muros de hormigón armado para utilizar en análisis sísmicos lineales.

Tabla 2: Expresiones alternativas para momento de inercia según el código ACI 318 (2014)

Miembro	Valor alternativo de $I$ para análisis elástico		
	Mínimo	$I$	Máximo
Columnas y muros	$0.35I_g$	$I_e = \left( 0.8 + 25 \frac{A_{st}}{A_g} \right) \left( 1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_o} \right) I_g$	$0.875I_g$
Vigas, placas planas y losas planas	$0.25I_g$	$I_e = (0.1 + 25\rho) \left( 1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d} \right) I_g$	$0.5I_g$

Momento efectivo de inercia en muros no agrietados:

$$I_e = \left( 0.6 + \frac{P_u}{f'_c A_g} \right) I_g \leq I_g \quad (1)$$

Momento efectivo de inercia en muros agrietados:

$$I_e = \left( 0.2 + 2.5 \frac{P_u}{f'_c A_g} \right) I_g \leq 0.7 I_g \quad (2)$$

**Paulay y Priestley**

Paulay y Priestley (1992) definen que la rigidez efectiva de un muro en voladizo sometido predominantemente a deformaciones por flexión, puede ser determinada mediante el momento de inercia efectivo  $I_e$  de la sección que alcanza la primera fluencia en la fibra extrema, mediante la siguiente expresión:

$$I_e = \left( \frac{100}{f_y} + \frac{P_u}{f'_c A_g} \right) I_g \quad (3)$$

donde  $P_u$  es la carga axial que actúa en el muro durante un sismo (es tomada positiva para compresión y negativa en tracción); en  $N$ ,  $f_y$  es la tensión de fluencia del refuerzo en MPa,  $f'_c$  es la resistencia a compresión del hormigón en MPa y  $A_g$  es el área horizontal bruta del elemento en  $mm^2$ .

**Doepker**

Doepker (2008) estudió los distintos métodos existentes para estimar la rigidez y el amortiguamiento efectivo en estructuras compuestas de muros de hormigón armado. En base a ello propone un nuevo método para predecir la rigidez efectiva en función del desplazamiento de la estructura.

$$I_e = \left[ 0.8e^{0.05 \frac{\Delta_{roof}}{H}} - 0.7 \left( \frac{\Delta_{roof}}{H} \right)^{0.2} \right] I_g \quad (4)$$

donde  $\Delta_{roof}$  es el desplazamiento del techo y  $H$  es la altura del edificio. Además, el autor concluye que usar una relación de amortiguamiento del 3% produce los menores errores.

Las Figuras 1a) y 1b) resumen las distintas expresiones que se presentaron para determinar la rigidez efectiva de muros estructurales, tanto en condiciones agrietadas como no agrietadas.

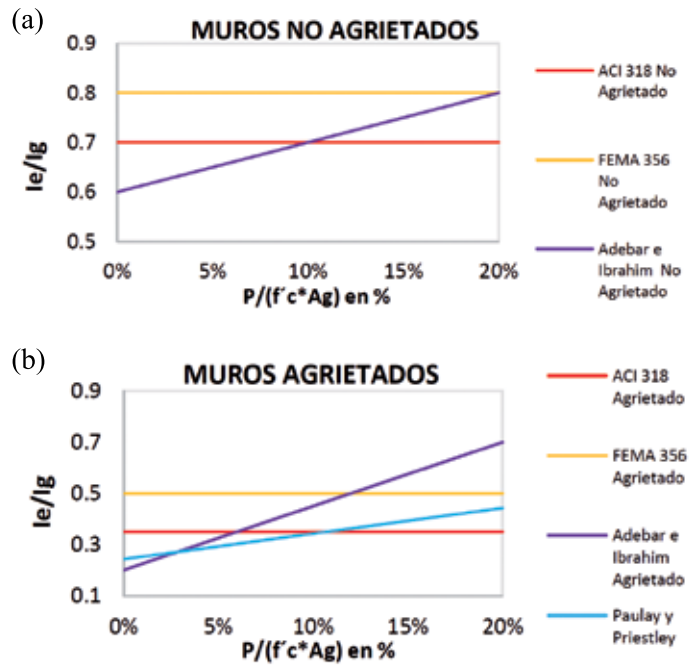


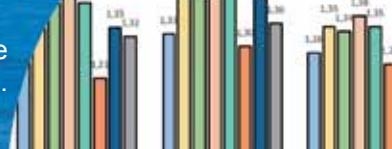
Figura 1: Gráficos de las expresiones para determinar la rigidez efectiva de muros: a) rigidez efectiva en muros no agrietados y b) rigidez efectiva en muros agrietados

**Edificios y modelos de agrietamiento para el estudio**

Las estructuras analizadas en este estudio corresponden a edificios destinados a uso habitacional ubicados en la ciudad de Antofagasta (Tabla 4). Todos ellos están estructurados en base a muros de hormigón armado. Siete de los edificios tienen entre 13 y 18 pisos y están fundados en roca, mientras que el edificio más alto, que es el Pérez Zujovic, tiene 28 pisos y está fundado sobre suelo arenoso, para más detalles de los edificios ver Ríos (2006) y Cornejo (2012).

Tabla 4: Características generales de los edificios estudiados

Edificio	Año	Altura, m	Área total, m <sup>2</sup>	Pisos	Subterráneos
Barlovento	2009	41.42	5342	16	1
Grecia	1999	33.7	2305	13	1
Las Palmas	1997	38.58	6580	15	1
Los Sauces	1999	37.85	15215	15	0
Mar del Sur	1993	33.2	1614	13	0
Mirador del Sur	1999	41.41	6054	16	1
Pérez Zujovic	1978	74.49	14104	28	1
Plaza Foresta	2002	46.88	5501	18	1



La Figura 2 muestra fotografías de los ocho edificios analizados junto con sus períodos de mayor masa traslacional en condiciones no agrietadas y el desplazamiento de diseño de techo en cada dirección de análisis determinado según lo dispuesto en el D.S. 61. El significado de cada término es el siguiente:  $T_{nx}^*$ ,  $T_{ny}^*$ , corresponden al período del modo con mayor masa traslacional en condiciones no agrietadas para sismo en la dirección  $X$  e  $Y$ ,  $\delta_{ux}$ ,  $\delta_{uy}$  corresponden al desplazamiento de diseño de techo para sismo en la dirección  $X$  e  $Y$ . La elección de las direcciones  $X$  e  $Y$  depende de cada edificio y son mutuamente perpendiculares. Sin embargo, es importante mencionar, que no siempre la dirección  $X$  elegida coincide con la dirección de mayor rigidez del edificio.

### Modelos de agrietamiento utilizados en el estudio

En esta sección se explican los distintos criterios de agrietamiento seleccionados en este estudio, los que dan origen a los diferentes modelos utilizados y aplicados a los edificios seleccionados.

- Modelo A: utiliza la expresión (3) de Paulay y Priestley, la cual es aplicada solo a los muros considerados agrietados. Para los muros no agrietados se ha considerado utilizar un factor único de reducción igual a 0.8.
- Modelo B: utiliza la expresión (2) de Adebar e Ibrahim para los muros agrietados. Mientras que para los muros no agrietados se ha utilizado un factor reductor

**Barlovento**



$T_{nx}^* = 0.368$  s,  $T_{ny}^* = 0.74$  s  
 $\delta_{ux} = 5.3$  cm,  $\delta_{uy} = 12.1$  cm

**Grecia**



$T_{nx}^* = 0.496$  s,  $T_{ny}^* = 0.397$  s  
 $\delta_{ux} = 7.5$  cm,  $\delta_{uy} = 5.8$  cm

**Las Palmas**



$T_{nx}^* = 0.478$  s,  $T_{ny}^* = 0.53$  s  
 $\delta_{ux} = 7.2$  cm,  $\delta_{uy} = 8.1$  cm

**Los Sauces**



$T_{nx}^* = 0.35$  s,  $T_{ny}^* = 0.451$  s  
 $\delta_{ux} = 5$  cm,  $\delta_{uy} = 6.7$  cm

**Mar del Sur**



$T_{nx}^* = 0.463$  s,  $T_{ny}^* = 0.712$  s  
 $\delta_{ux} = 11.6$  cm,  $\delta_{uy} = 6.9$  cm

**Mirador del Sur**



$T_{nx}^* = 0.533$  s,  $T_{ny}^* = 0.76$  s  
 $\delta_{ux} = 8.2$  cm,  $\delta_{uy} = 12.5$  cm

**Perez Zujovic**



$T_{nx}^* = 1.143$  s,  $T_{ny}^* = 1.624$  s  
 $\delta_{ux} = 27.6$  cm,  $\delta_{uy} = 34.2$  cm

**Plaza Foresta**



$T_{nx}^* = 0.469$  s,  $T_{ny}^* = 0.743$  s  
 $\delta_{ux} = 7$  cm,  $\delta_{uy} = 12.2$  cm

Figura 2: Fotos de edificios estudiados, períodos y desplazamientos de diseño

de 0.7 (valor medio del recomendado para muros no agrietados).

- Modelo C: utiliza la recomendación del código ACI 318 que considera que los muros agrietados son modificados por un factor de 0.35, mientras que el resto de los muros es modificado por 0.7.
- Modelo D: utiliza la recomendación del FEMA 356, donde todos los muros estructurales considerados como agrietados son modificados por el factor reductor 0.5, mientras que el resto de los muros es modificado por 0.8.
- Modelo E: La expresión de Doepker es un proceso iterativo, el cual consiste primero en modificar la rigidez de todos los muros (iniciando con  $I_c = 0.8I_g$ ), luego determinar el desplazamiento a nivel de techo y continuar realizando este proceso hasta igualar la expresión (4) propuesta por el autor. La modificación de la rigidez se aplica a todos los muros del edificio por un único factor y el desplazamiento es obtenido en el centro de masa a nivel de techo (último nivel significativo). Además, se emplea una razón de amortiguamiento de 0.03 (Tabla 5).

Tabla 5: Resultados de reducción del momento de inercia modelo E

Edificio	Factor de reducción utilizado
Barlovento	0.24
Grecia	0.31
Las Palmas	0.32
Los Sauces	0.34
Mar del Sur	0.28
Mirador del Sur	0.32
Pérez Zujovic	0.29
Plaza Foresta	0.28

- Modelo F: aplica la recomendación del código ACI 318 considerando un factor de reducción constante para todos los muros del edificio igual a 0.5.

## Análisis y comparación de resultados

Considerando que los daños ocurridos en los muros de hormigón armado, producto del terremoto del 27 de febrero de 2010 se localizaron en los muros esbeltos del primer subterráneo y primer piso (Wallace *et al.*, 2012), es que se

considera como muros agrietados aquellos muros esbeltos (relación de aspecto igual y mayor a 3) de los tres primeros niveles de pisos en todos los edificios estudiados, excepto el Pérez Zujovic, donde se considera cinco niveles de pisos de muros agrietados dado el mayor número de pisos respecto a los otros. Los muros restantes son considerados en condiciones no agrietados. A continuación se muestran los resultados obtenidos.

### Comparación del factor $k$

Con el objetivo de comparar la variación del período agrietado con lo dispuesto en el Decreto 61, se define el factor  $k$  como la relación entre el período agrietado  $T_{ag}^*$  y no agrietado  $T^*$ .

$$k = \frac{T_{ag(X,Y)}^*}{T_{(X,Y)}^*} \quad (5)$$

En las Figuras 3 y 4 se muestran los valores obtenidos de  $k$  para los edificios estudiados, los distintos modelos considerados y para ambas direcciones de análisis ( $X$ ,  $Y$ ).

De los resultados obtenidos del factor  $k$  se puede observar que en general la mayoría de los modelos entregan valores inferiores a 1.5. La excepción de estos resultados fueron obtenidos por el modelo E, donde en varios edificios se obtuvo  $k$  mayor a 1.5, alcanzando valores de 1.84. Por otro lado, los modelos A y B entregan resultados cercanos a 1.5, sobrepasando en algunos edificios dicho valor. En estos dos modelos, la rigidez efectiva utilizada en la mayoría de los muros agrietados adquiere el valor límite inferior propuesto por los autores, es decir,  $0.25I_g$  en la expresión (3) y  $0.2I_g$  en la expresión (2), representando de esta manera a los muros sin carga axial. Por otro lado, los análisis con el modelo C del código ACI mostraron resultados similares a los del modelo F para ambas direcciones de análisis.

### Correlación entre el período agrietado y no agrietado

Se determina una correlación lineal entre el período agrietado y no agrietado para los seis modelos considerados. Los valores observados para realizar el ajuste incluyen los datos de ambas direcciones de análisis  $X$  e  $Y$ . Una vez ajustada la recta de regresión de los modelos (mostradas en la Tabla 6), se tiene que el coeficiente de correlación  $R^2$  es superior a 0.96.

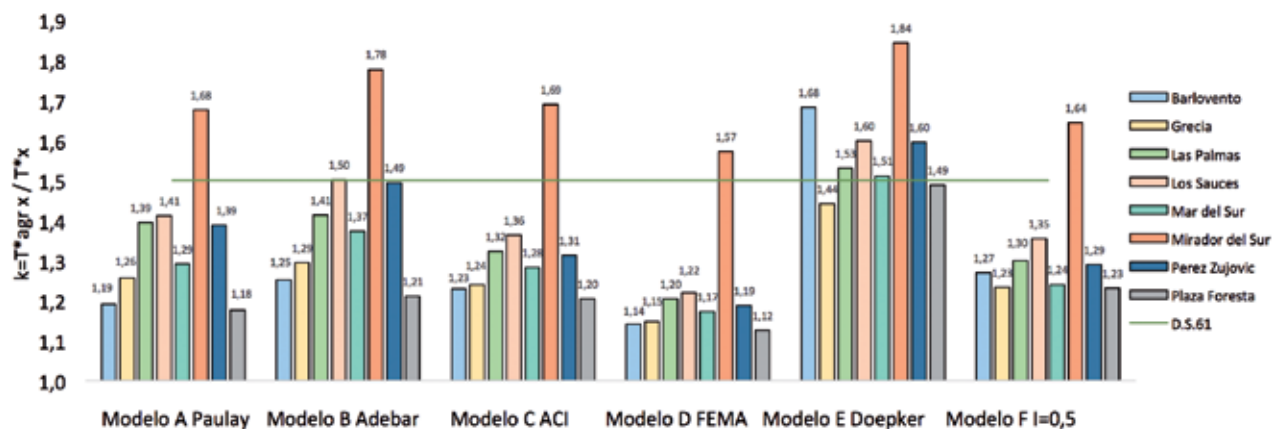


Figura 3: Relación k para dirección de sismo X

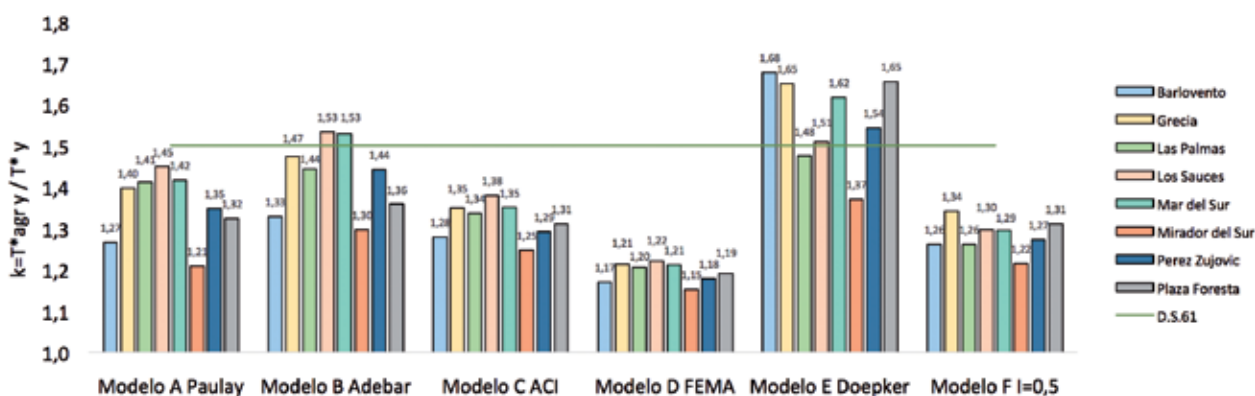


Figura 4: Relación k para dirección de sismo Y

Tabla 6: Correlación lineal: período agrietado versus período no agrietado

Modelos	Ajuste	R <sup>2</sup>
A	$T_{ag}^* = 1.28T^* + 0.0347$	0.98
B	$T_{ag}^* = 1.35T^* + 0.0448$	0.97
C	$T_{ag}^* = 1.25T^* + 0.0302$	0.98
D	$T_{ag}^* = 1.16T^* + 0.007$	0.99
E	$T_{ag}^* = 1.55T^* + 0.011$	0.98
F	$T_{ag}^* = 1.26T^* + 0.0164$	0.98

### Comparación entre desplazamientos de techo

El Decreto 61 establece que el desplazamiento lateral de diseño en el techo se debe considerar igual a la ordenada del espectro elástico de desplazamientos  $S_{de}$ , para un 5% de amortiguamiento respecto al crítico, correspondiente al período agrietado de mayor masa traslacional en la dirección de análisis, multiplicada por un factor igual a 1.3.

$$\delta_u = 1.3S_{de}(T_{ag}) \quad (6)$$

Donde  $T_{ag}$  es el período de mayor masa traslacional en la dirección de análisis, considerando en su cálculo la influencia del acero y la pérdida de rigidez debido al agrietamiento del hormigón en la rigidez elástica inicial. Si el período ha sido calculado con las secciones brutas, es decir, sin considerar la influencia del acero y la pérdida de la rigidez debido al agrietamiento del hormigón, el período de mayor masa traslacional en la dirección de análisis de la estructura se puede aproximar a 1.5 veces al calculado sin considerar estos efectos ( $T_{ag} = 1.5 T_n$ ). El espectro elástico de desplazamientos  $S_{de}(T_n)$  se calcula según la siguiente expresión:

$$S_{de}(T_n) = \frac{T_n^2}{4\pi^2} \alpha A_0 C_d^* \quad (7)$$

donde los valores de  $C_d^*$  son indicados en la Tabla 7 para los suelos tipo A y B. Además, en la Figura 5 se muestran los valores del desplazamiento de techo de diseño para ambos tipos de suelo y zona sísmica 3.

Tabla 7: Valores del coeficiente  $C_d^*$

Tipo de suelo	$C_d^*$	Rango de períodos
A	1.0	$T_n \leq 0.23$ s
	$-0.055T_n^2 + 0.36T_n + 0.92$	$0.23 < T_n \leq 0.252$ s
	$0.08 T_n^2 - 0.9T_n + 0.324$	$2.52 < T_n \leq 5$ s
B	1.0	$T_n \leq 0.47$ s
	$0.95T_n + 0.55$	$0.47 < T_n \leq 2.02$ s
	$0.065 - 0.75T_n + 3.72$	$2.02 < T_n \leq 5$ s

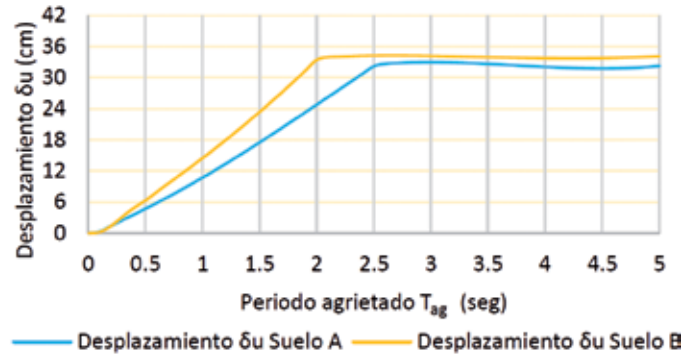


Figura 5: Desplazamiento de techo para suelos tipo A y B y zona sísmica 3

Las Figuras 6 a 13 presentan los valores del desplazamiento de techo determinados en cada edificio en las direcciones de análisis X e Y una vez aplicado los modelos de

agrietamiento. En cada gráfico, además se incluye el desplazamiento de techo determinado por el D.S. 61.

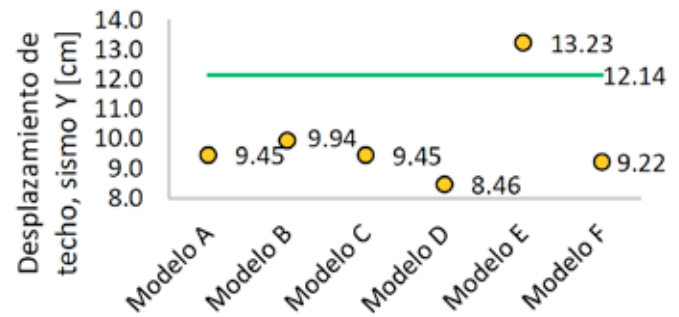
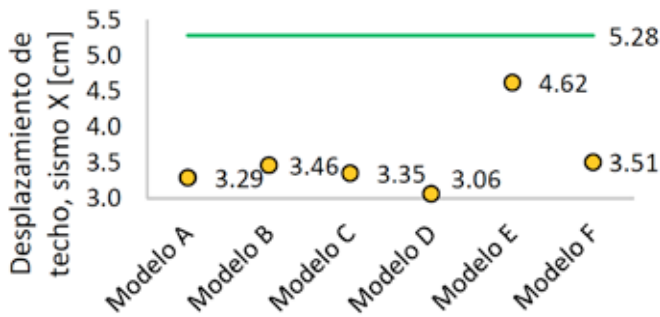


Figura 6: Desplazamiento de techo en el edificio Barlovento

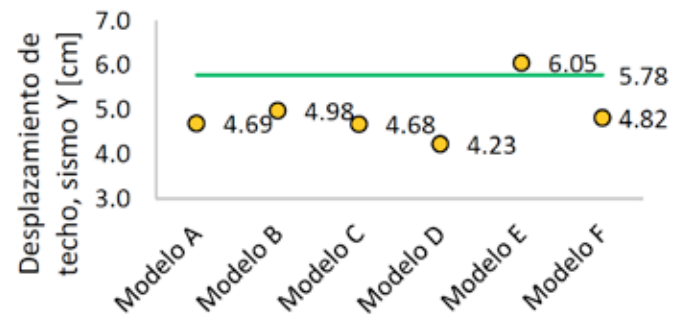
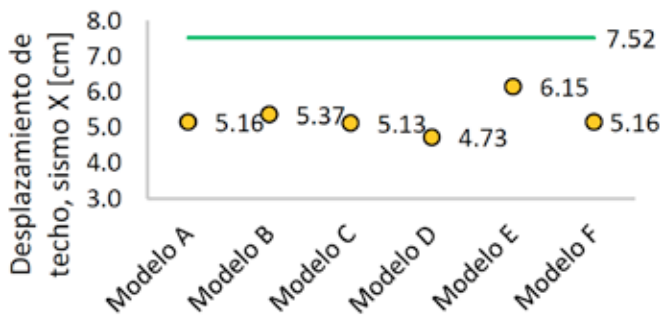


Figura 7: Desplazamiento de techo en el edificio Grecia

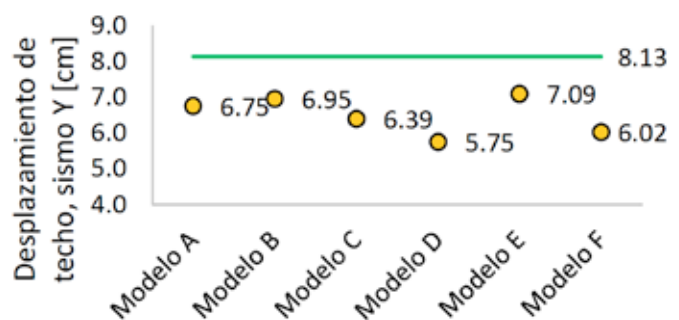
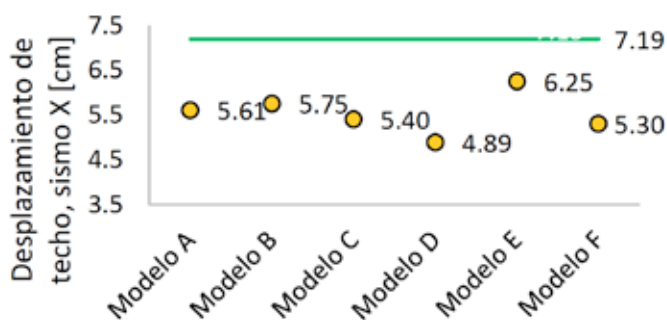


Figura 8: Desplazamiento de techo en el edificio Las Palmas



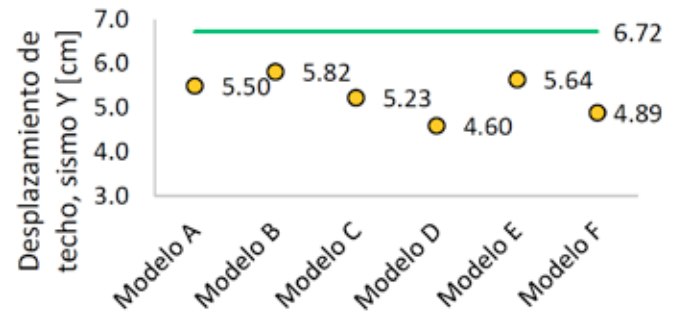
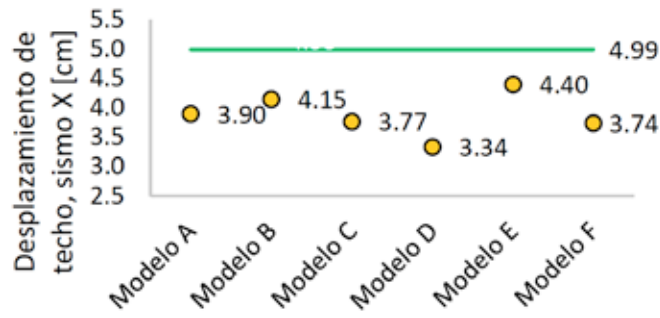


Figura 9: Desplazamiento de techo en el edificio Los Sauces

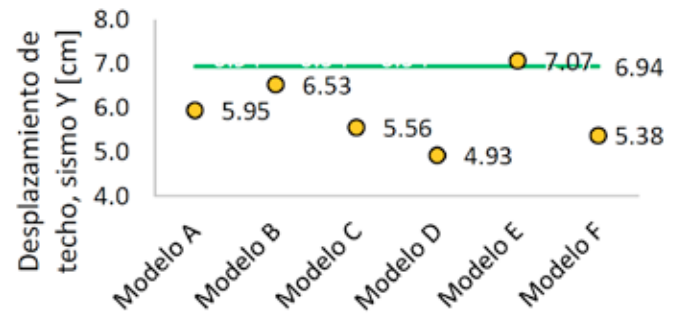
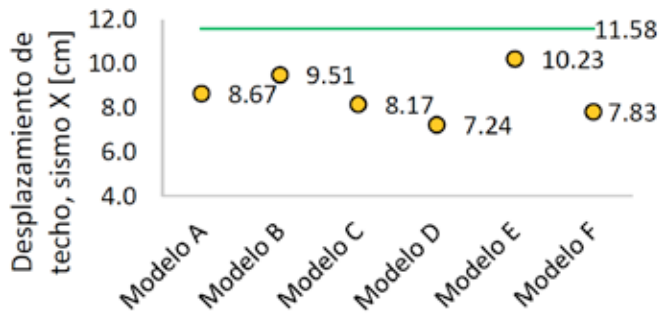


Figura 10: Desplazamiento de techo en el edificio Mar del Sur

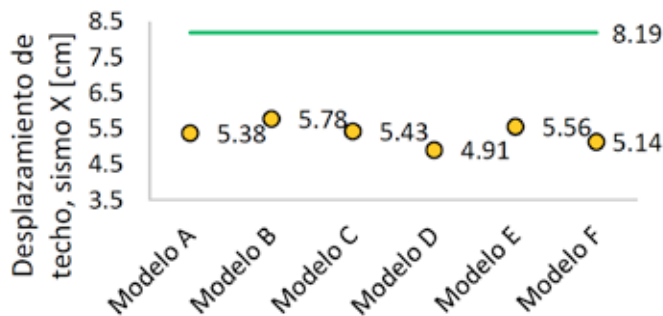


Figura 11: Desplazamiento de techo en el edificio Mirador del Sur

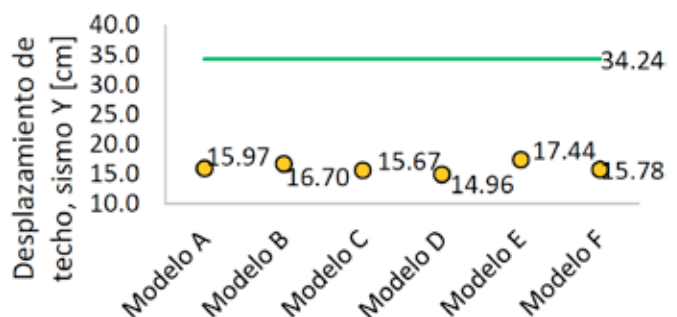
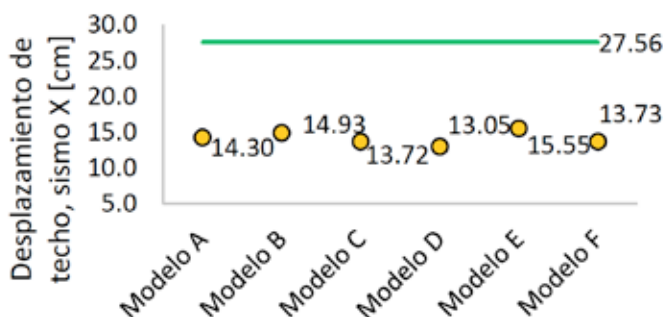


Figura 12: Desplazamiento de techo en el edificio Pérez Zujovic

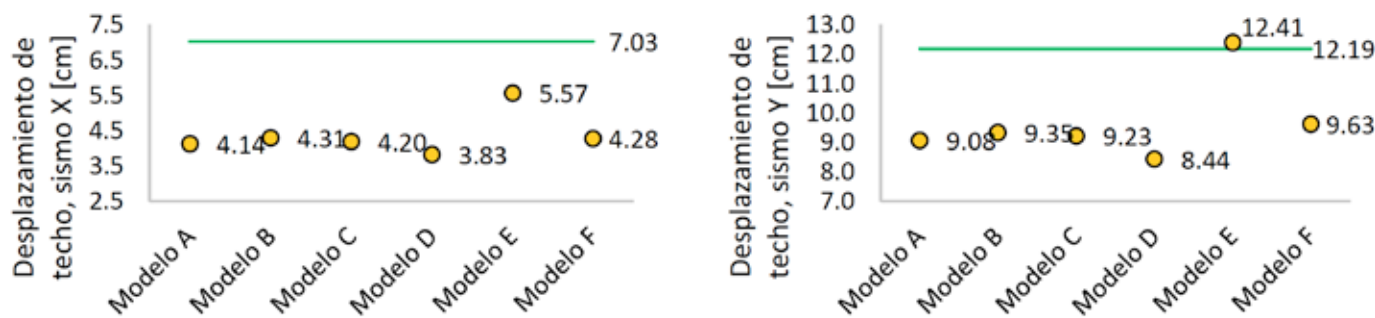


Figura 13: Desplazamiento de techo en el edificio Plaza Foresta

De los resultados (que se resumen en la Tabla 8) se tiene que en general los desplazamientos de techo determinados con los modelos de agrietamiento no sobrepasan al desplazamiento dado por el D.S. 61, excepto para el modelo E en algunos edificios.

Tabla 8: Desplazamiento de techo caso agrietado/desplazamiento según D.S61 (en %) para los distintos modelos

Edificio	Dirección	A	B	C	D	E	F
Barlovento	X	62	66	63	58	88	66
	Y	78	82	78	70	109	76
Grecia	X	69	71	68	63	82	69
	Y	81	86	81	73	105	83
Las Palmas	X	78	80	75	68	87	74
	Y	83	85	79	71	87	74
Los Sauces	X	78	83	76	67	88	75
	Y	82	87	78	68	84	73
Mar del Sur	X	75	72	71	63	88	68
	Y	86	81	80	71	102	78
Mirador del Sur	X	66	71	66	60	68	63
	Y	62	67	65	61	70	64
Perez Zujovic	X	52	54	50	47	56	50
	Y	47	49	46	44	51	46
Plaza Foresta	X	59	61	60	54	79	61
	Y	74	77	76	69	102	79

### Período y desplazamiento de techo según niveles de piso con muros agrietados

Con el objetivo de estudiar la variación del período agrietado y del desplazamiento de techo al considerar distintos niveles de piso con muros agrietados, a continuación se muestran

los resultados obtenidos para dos, tres y cuatro niveles de pisos agrietado para todos los edificios, con excepción del edificio Pérez Zujovic, al cual se le consideró sus primeros cuatro, cinco y seis niveles con muros agrietados. Lo antes señalado, es aplicado considerando los modelos A, B, C y D dado que los modelos E y F modifican la rigidez por un único factor a lo largo de todo el muro. Las Figuras 14 a 18 muestran la relación  $k$  de período agrietado/período no agrietado en X e Y.

Los resultados se resumen en las Tablas 9 a 13, en las cuales se presenta en la primera columna el valor de  $k$  para tres niveles de agrietamiento en todos los edificios y cinco para el edificio Pérez Zujovic y en las columnas posteriores los resultados de  $k$  para los dos casos más analizados, con su respectivo porcentaje de variación en relación al de tres o cinco niveles, según corresponda.

Tabla 9: Valores de  $k$  en edificios en que se consideró 2, 3 y 4 niveles de pisos agrietados, según modelo A

Edificios	Sismo dirección X			Sismo dirección Y		
	3	2 $k$ y %	4 $k$ y %	3	2 $k$ y %	4 $k$ y %
Barlovento	1.19	1.17 98	1.24 104	1.27	1.22 96	1.33 105
Grecia	1.26	1.16 92	1.29 103	1.40	1.30 93	1.44 103
Las Palmas	1.39	1.29 93	1.40 101	1.41	1.34 95	1.45 103
Los Sauces	1.41	1.35 96	1.49 106	1.45	1.41 97	1.53 106
Mar del Sur	1.29	1.26 98	1.35 105	1.42	1.35 95	1.48 104
Mirador del Sur	1.68	1.64 98	1.75 104	1.21	1.19 99	1.28 106
Plaza Foresta	1.18	1.14 97	1.23 104	1.32	1.25 95	1.39 105

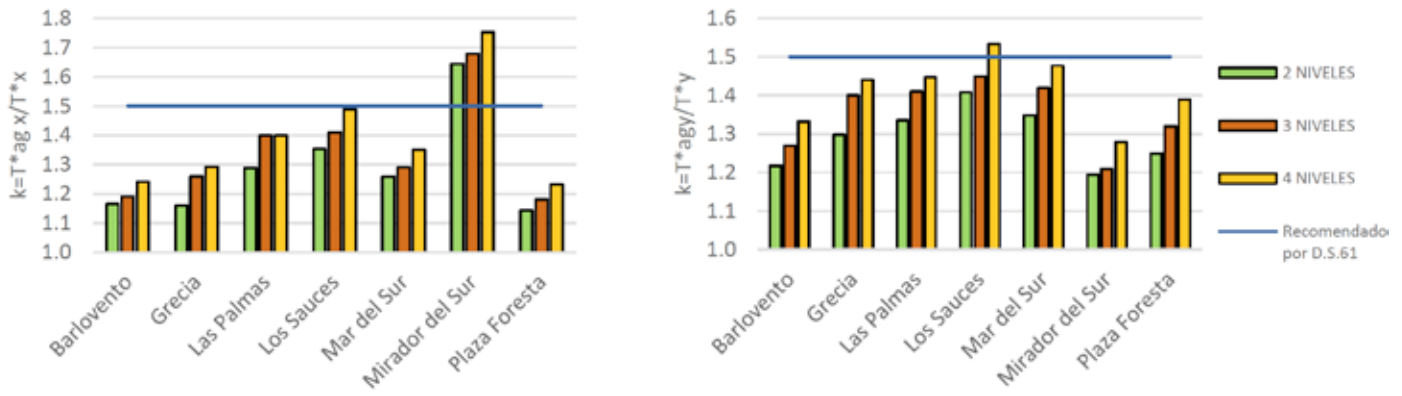


Figura 14: Valores de  $k$  según modelo A para edificios en que se consideraron 2, 3 y 4 niveles de muros agrietados

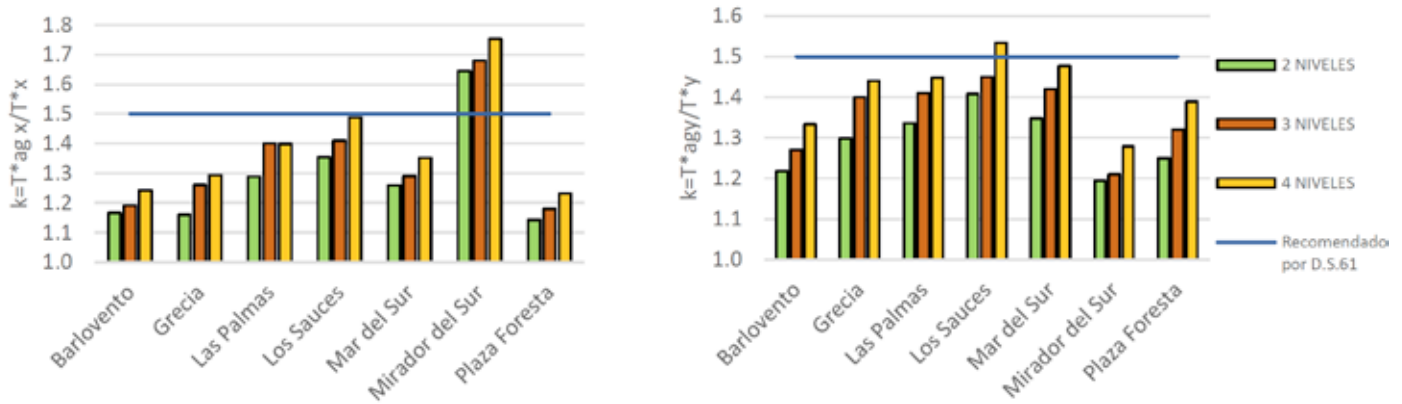


Figura 15: Valores de  $k$  según modelo B para edificios en que se consideraron 2, 3 y 4 niveles de muros agrietados

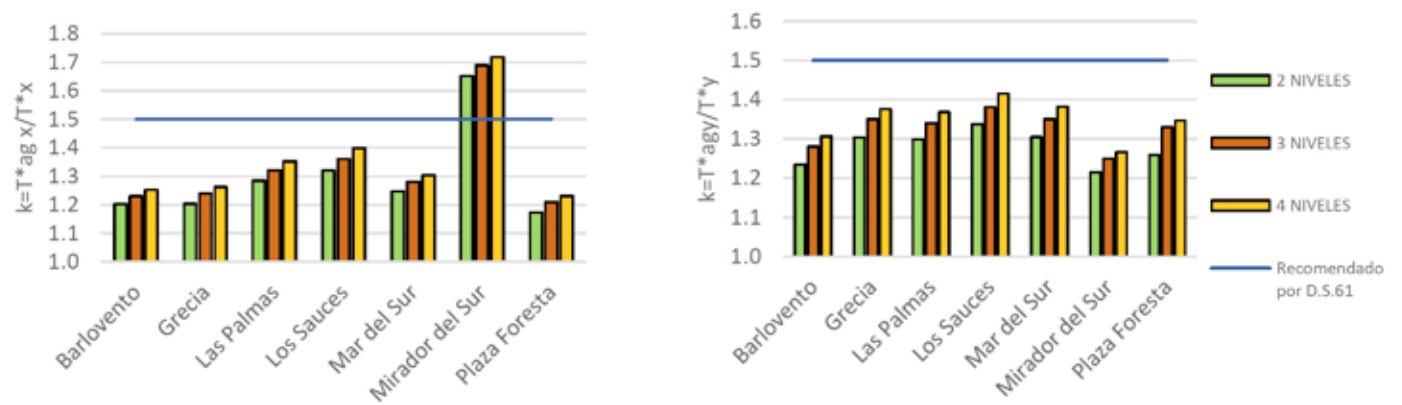


Figura 16: Valores de  $k$  según modelo C para edificios en que se consideraron 2, 3 y 4 niveles de muros agrietados

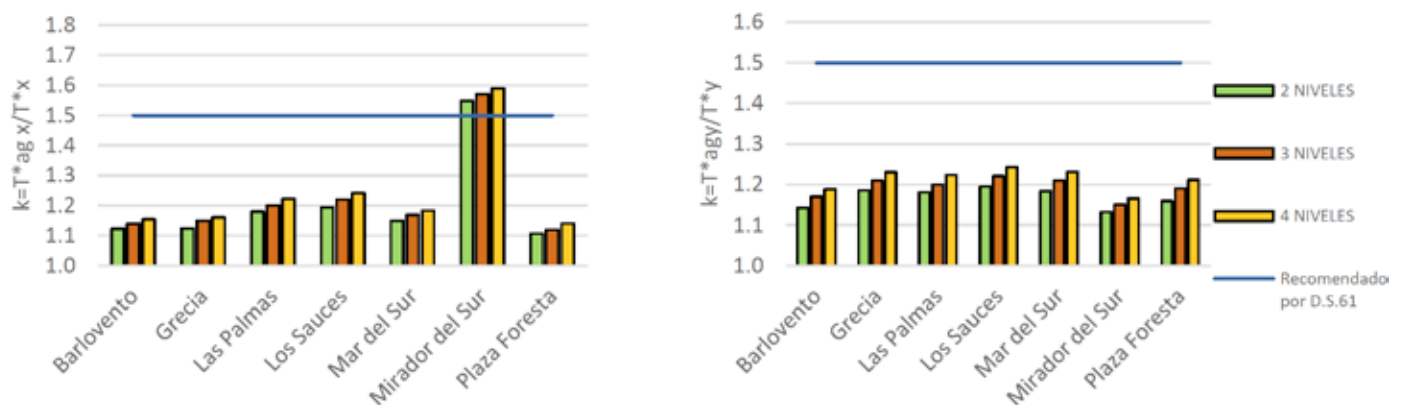


Figura 17: Valores de  $k$  según modelo D para edificios en que se consideraron 2, 3 y 4 niveles de muros agrietados

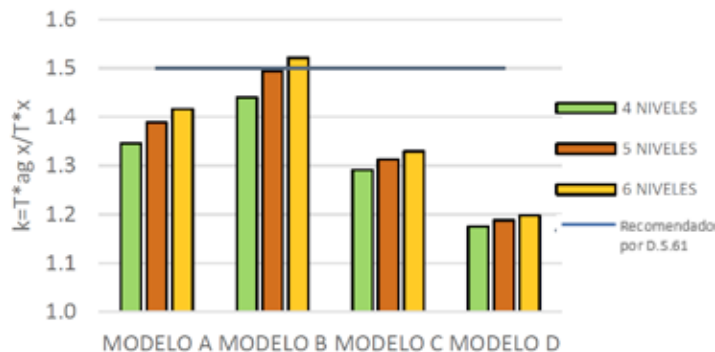
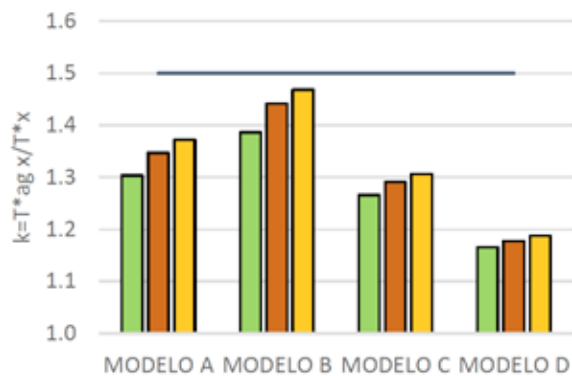
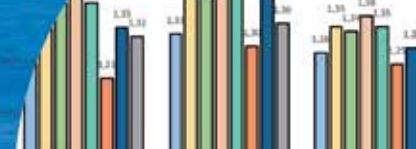


Figura 18: Valores de  $k$  para edificio Pérez Zujovic considerando 4, 5 y 6 niveles de muros agrietados

Tabla 10: Valores de  $k$  en edificios en que se consideró 2, 3 y 4 niveles de pisos agrietados, según modelo B

Edificios	Sismo dirección X			Sismo dirección Y		
	3	2 <i>k y %</i>	4 <i>k y %</i>	3	2 <i>k y %</i>	4 <i>k y %</i>
Barlovento	1.25	1.23 99	1.32 105	1.33	1.29 97	1.42 106
Grecia	1.29	1.25 97	1.35 105	1.47	1.40 95	1.53 104
Las Palmas	1.41	1.33 94	1.47 104	1.44	1.31 91	1.50 104
Los Sauces	1.50	1.45 97	1.60 106	1.53	1.51 99	1.64 107
Mar del Sur	1.37	1.35 98	1.46 106	1.53	1.46 95	1.61 105
Mirador del Sur	1.78	1.73 97	1.85 104	1.30	1.26 97	1.35 104
Plaza Foresta	1.21	1.19 98	1.27 105	1.36	1.30 96	1.42 105

Tabla 12: Valores de  $k$  en edificios en que se consideró 2, 3 y 4 niveles de pisos agrietados, según modelo D

Edificios	Sismo dirección X			Sismo dirección Y		
	3	2 <i>k y %</i>	4 <i>k y %</i>	3	2 <i>k y %</i>	4 <i>k y %</i>
Barlovento	1.14	1.12 99	1.16 101	1.17	1.14 98	1.19 102
Grecia	1.15	1.12 98	1.16 101	1.21	1.19 98	1.23 102
Las Palmas	1.20	1.18 98	1.22 102	1.20	1.18 98	1.22 102
Los Sauces	1.22	1.19 98	1.24 102	1.22	1.19 98	1.24 102
Mar del Sur	1.17	1.15 98	1.18 101	1.21	1.18 98	1.23 102
Mirador del Sur	1.57	1.55 99	1.59 101	1.15	1.13 98	1.17 101
Plaza Foresta	1.12	1.11 99	1.14 102	1.19	1.16 97	1.21 102

Tabla 11: Valores de  $k$  en edificios en que se consideró 2, 3 y 4 niveles de pisos agrietados, según modelo C

Edificios	Sismo dirección X			Sismo dirección Y		
	3	2 <i>k y %</i>	4 <i>k y %</i>	3	2 <i>k y %</i>	4 <i>k y %</i>
Barlovento	1.23	1.20 98	1.25 102	1.28	1.23 96	1.31 102
Grecia	1.24	1.20 97	1.26 102	1.35	1.30 97	1.38 102
Las Palmas	1.32	1.28 97	1.35 102	1.34	1.30 97	1.37 102
Los Sauces	1.36	1.32 97	1.40 103	1.38	1.34 97	1.41 103
Mar del Sur	1.28	1.25 97	1.30 102	1.35	1.30 97	1.38 102
Mirador del Sur	1.69	1.65 98	1.72 102	1.25	1.21 97	1.27 101
Plaza Foresta	1.20	1.17 98	1.23 103	1.31	1.26 96	1.35 103

Tabla 13: Valores de  $k$  en edificio Pérez Zujovic en que se consideró 4, 5 y 6 niveles de pisos agrietados, según modelos A, B, C y D

Modelos	Dirección X			Dirección Y		
	5	4 <i>k y %</i>	6 <i>k y %</i>	5	4 <i>k y %</i>	6 <i>k y %</i>
A	1.39	1.35 97	1.42 102	1.35	1.30 96	1.37 101
B	1.49	1.44 97	1.52 102	1.44	1.39 97	1.47 102
C	1.31	1.29 98	1.33 102	1.29	1.27 98	1.31 102
D	1.19	1.17 98	1.20 101	1.18	1.17 99	1.19 101

A continuación se resume la variación obtenida de la relación  $k$  (en %) respecto al caso de considerar los tres primeros niveles de pisos agrietados para todos los edificios y los cinco primeros niveles para el edificio Pérez Zujovic.

- Modelo A: para todos los edificios, excepto el Pérez Zujovic, el valor de  $k$  considerando dos niveles de pisos agrietados varía hasta -8% y para cuatro niveles de pisos agrietados hasta 6%. En el edificio Pérez Zujovic las variaciones de  $k$  son de -4% al considerar cuatro niveles y 2% al considerar seis niveles de pisos agrietados.
- Modelo B: para todos los edificios, excepto el Pérez Zujovic, el valor de  $k$  considerando dos niveles de pisos agrietados varía hasta -9% y para cuatro niveles de pisos agrietados hasta 7%. En el edificio Pérez Zujovic las variaciones de  $k$  son de -3% al considerar cuatro niveles y 2% al considerar seis niveles de pisos agrietados.
- Modelo C: para todos los edificios, excepto el Pérez Zujovic, el valor de  $k$  considerando dos niveles de pisos agrietados varía hasta -4% y para cuatro niveles de pisos agrietados hasta 3%. En el edificio Pérez Zujovic las variaciones de  $k$  son de -2% al considerar cuatro niveles y 2% al considerar seis niveles de pisos agrietados.
- Modelo D: para todos los edificios, excepto el Pérez Zujovic, el valor de  $k$  considerando dos niveles de pisos agrietados varía hasta -3% y para cuatro niveles de pisos agrietados hasta 2%. En el edificio Pérez Zujovic las variaciones de  $k$  son de -2% al considerar cuatro niveles y 1% al considerar seis niveles de pisos agrietados.

De lo anterior se puede concluir que en los edificios (excepto el edificio Pérez Zujovic) y casos analizados, el considerar dos o cuatro niveles de piso con muros agrietados, implica una variación del factor  $k$  inferior a un 10% respecto a considerar tres niveles. Para el edificio Pérez Zujovic se tiene que al considerar cuatro y seis niveles de piso agrietado provoca una variación del factor  $k$  inferior a un 4%, con respecto a considerar cinco niveles.

## Desplazamientos de techo

En las Tablas 14 a 18 se muestran, para todos los edificios analizados y los modelos A, B, C y D, los valores obtenidos del desplazamiento de techo producto del análisis del

caso agrietado considerando distintos niveles de pisos con muros agrietados y el porcentaje de variación de éste en relación al caso referencial (igual a lo descrito en la sección anterior). Además, se muestra el desplazamiento último de techo determinado según el Decreto 61.

Tabla 14: Desplazamiento de techo en edificios en que se consideró 2, 3 y 4 niveles de pisos agrietados, según modelo A

Edificios	Desplazamiento para sismo X, cm						Desplazamiento para sismo Y, cm					
	$\delta_u$	3	2 k y %		4 k y %		$\delta_u$	3	2 k y %		4 k y %	
Barlovento	5.3	3.3	3.2	97	4.0	122	12.1	9.5	9.0	95	11.9	126
Grecia	7.5	5.2	4.9	95	5.3	102	5.8	4.7	4.6	97	4.8	103
Las Palmas	7.2	5.6	5.2	92	5.7	101	8.1	6.8	6.4	95	7.0	103
Los Sauces	5.0	3.9	3.8	96	4.1	105	6.7	5.5	5.3	97	5.8	106
Mar del Sur	11.6	8.7	8.2	95	9.1	105	6.9	6.0	5.5	93	6.3	105
Mirador del Sur	8.2	5.4	5.3	98	6.4	118	12.5	8.1	7.8	97	8.4	104
Plaza Foresta	7.0	4.1	4.0	97	4.4	105	12.2	9.1	8.6	95	10.7	118

Tabla 15: Desplazamiento de techo en edificios en que se consideró 2, 3 y 4 niveles de pisos agrietados, según modelo B

Edificios	Desplazamiento para sismo X, cm						Desplazamiento para sismo Y, cm					
	$\delta_u$	3	2 k y %		4 k y %		$\delta_u$	3	2 k y %		4 k y %	
Barlovento	5.3	3.5	3.2	91	4.3	123	12.1	9.9	9.6	96	12.7	128
Grecia	7.5	5.4	5.1	95	5.6	103	5.8	5.0	4.7	95	5.1	103
Las Palmas	7.2	5.8	5.4	95	6.0	104	8.1	7.0	6.3	90	7.2	103
Los Sauces	5.0	4.2	4.0	97	4.4	106	6.7	5.8	5.7	98	6.2	107
Mar del Sur	11.6	9.5	9.0	95	10.1	106	6.9	6.5	6.0	92	6.9	106
Mirador del Sur	8.2	5.8	5.7	98	6.9	119	12.5	8.4	8.2	98	9.0	107
Plaza Foresta	7.0	4.3	4.2	98	4.5	105	12.2	9.4	9.0	97	11.0	118

Tabla 16: Desplazamiento de techo en edificios en que se consideró 2, 3 y 4 niveles de pisos agrietados, según modelo C.

Edificios	Desplazamiento para sismo X, cm						Desplazamiento para sismo Y, cm							
	$\delta_u$	3		2		4		$\delta_u$	3		2		4	
		k y %	k y %	k y %	k y %	k y %	k y %		k y %	k y %	k y %			
Barlovento	5.3	3.4	3.3	97	4.0	119	12.1	9.5	9.0	96	11.5	122		
Grecia	7.5	5.1	5.0	97	5.2	102	5.8	4.7	4.5	97	4.8	102		
Las Palmas	7.2	5.4	5.2	97	5.5	102	8.1	6.4	6.2	97	6.6	103		
Los Sauces	5.0	3.8	3.7	97	3.9	102	6.7	5.2	5.1	97	5.4	103		
Mar del Sur	11.6	8.2	7.9	97	8.9	109	6.9	5.6	5.3	96	6.8	122		
Mirador del Sur	8.2	5.4	5.3	97	5.5	102	12.5	8.2	8.0	98	8.3	101		
Plaza Foresta	7.0	4.2	4.1	98	4.4	104	12.2	9.2	8.9	96	10.7	115		

Tabla 17: Desplazamiento de techo en edificios en que se consideró 2, 3 y 4 niveles de pisos agrietados, según modelo D.

Edificios	Desplazamiento para sismo X, cm						Desplazamiento para sismo Y, cm							
	$\delta_u$	3		2		4		$\delta_u$	3		2		4	
		k y %	k y %	k y %	k y %	k y %	k y %		k y %	k y %	k y %			
Barlovento	5.3	3.1	3.0	98	3.6	118	12.1	8.5	8.2	97	10.2	121		
Grecia	7.5	4.7	4.6	98	4.8	101	5.8	4.2	4.1	98	4.3	102		
Las Palmas	7.2	4.9	4.8	98	5.0	102	8.1	5.8	5.6	98	5.8	102		
Los Sauces	5.0	3.3	3.3	98	3.4	102	6.7	4.6	4.5	98	4.7	102		
Mar del Sur	11.6	7.2	7.1	98	6.1	84	6.9	4.9	4.8	97	5.0	102		
Mirador del Sur	8.2	4.9	4.8	98	5.5	112	12.5	7.7	7.6	99	7.9	103		
Plaza Foresta	7.0	3.8	3.8	98	4.0	103	12.2	8.4	8.2	98	9.6	114		

Tabla 18: Desplazamiento de techo en edificio Pérez Zujovic considerando 4, 5 y 6 niveles de pisos agrietados, según modelos A, B, C y D.

Modelos	Desplazamiento para sismo X, cm						Desplazamiento para sismo Y, cm					
	5 niveles	4 niveles		6 niveles		$\delta_u = 27.6$ cm	5 niveles	4 niveles		6 niveles		$\delta_u = 34.2$ cm
		k y %	k y %	k y %	k y %			k y %	k y %			
A	14.3	14.0	98	14.5	102	16.0	15.7	99	16.1	101		
B	14.9	14.5	97	15.1	101	16.7	16.3	97	16.9	101		
C	13.7	13.7	100	13.9	101	15.7	15.6	99	15.8	101		
D	13.1	13.0	100	13.1	101	15.0	14.9	99	15.0	101		

En resumen se tiene lo siguiente:

- Modelo A: para todos los edificios, excepto el Pérez Zujovic, el desplazamiento considerando dos niveles de

pisos agrietados varía hasta -8% y para cuatro niveles de pisos agrietados hasta 26%. En el edificio Pérez Zujovic el desplazamiento varía hasta un -2% al considerar cuatro niveles y 2% al considerar seis niveles de pisos agrietados.

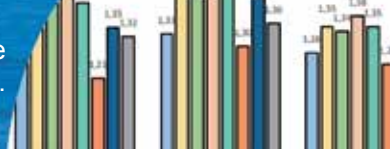
- Modelo B: para todos los edificios, excepto el Pérez Zujovic, el desplazamiento considerando dos niveles de pisos agrietados varía hasta -10% y para cuatro niveles de pisos agrietados hasta 28%. En el edificio Pérez Zujovic el desplazamiento varía hasta un -3% al considerar cuatro niveles y 1% al considerar seis niveles de pisos agrietados.
- Modelo C: para todos los edificios, excepto el Pérez Zujovic, el desplazamiento considerando dos niveles de pisos agrietados varía hasta -4% y para cuatro niveles de pisos agrietados hasta 22%. En el edificio Pérez Zujovic el desplazamiento varía hasta un -1% al considerar cuatro niveles y 1% al considerar seis niveles de pisos agrietados.
- Modelo D: para todos los edificios excepto el Pérez Zujovic, el desplazamiento considerando dos niveles de pisos agrietados varía hasta -3% y para cuatro niveles de pisos agrietados hasta 21%. En el edificio Pérez Zujovic el desplazamiento varía hasta un -1% al considerar cuatro niveles y 1% al considerar seis niveles de pisos agrietados.

De los resultados obtenidos, además se puede observar que en ningún caso el desplazamiento de techo determinado según los modelos de agrietamiento considerados supera el calculado por el Decreto 61.

## Conclusiones

De los edificios analizados y modelos de agrietamiento considerados en este estudio se puede concluir que la expresión dada por el Decreto 61 para determinar el período de mayor masa traslacional en condiciones agrietada, a partir del período determinado en condiciones no agrietada en casi todos los edificios y modelos analizados, con excepción el modelo E de Doepker, una relación entre ellos inferior a 1.5. Esto significa que su uso, en estos edificios, implicaría considerar un desplazamiento lateral de diseño en el techo  $\delta_u$  mayor y por lo tanto una mayor demanda de curvatura a considerar en el diseño de los muros de hormigón armado, todo lo cual implicaría obtener diseños por el lado de la seguridad.

En relación a los desplazamientos de techo, considerando



en el análisis todos los modelos y tres niveles de pisos con muros agrietados (cinco en el edificio Pérez Zujovic), se tiene que en todos los edificios analizados, con excepción de los analizados con el modelo E de Doepker, los desplazamientos determinados considerando el edificio agrietado son inferiores al desplazamiento calculado según lo indicado por el Decreto 61. Luego, el uso de dicho decreto produciría diseños de muros más conservadores y por el lado de la seguridad.

En relación a los cinco modelos estudiados, se sugiere por simplicidad de aplicación utilizar el modelo C y F, ambos del código ACI 318, utilizando un factor reductor de 0.35 para muros agrietados y 0.7 para muros no agrietados, o 0.5 en todos los muros. Los modelos de Paulay y Adebar hacen más compleja la determinación del momento efectivo de inercia, ya que requieren la carga axial del muro. Por otro lado, los modelos de Doepker y el FEMA 356 utilizan factores reductores que podrían sobrestimar o subestimar el período agrietado, respectivamente.

Respecto al análisis con variación de niveles de pisos agrietados (para los modelos A, B, C y D), se tiene que en todos los edificios que fueron considerados con dos o cuatro niveles de pisos con muros agrietados, el factor  $k$  varía en menos de un 10% y el desplazamiento de techo es menor al 28% respecto a considerar tres niveles. Para el edificio Pérez Zujovic al variar a cuatro o seis niveles de pisos con muros agrietados, se obtiene una variación del factor  $k$  inferior a 4% y para el desplazamiento de techo no mayor a 3% respecto a considerar cinco niveles. Además, el desplazamiento de techo obtenido no supera el determinado por el Decreto 61 en todos los edificios, excepto el edificio Barlovento para el modelo B y sismo en la dirección Y, donde resulta levemente mayor. Es importante señalar que el número de niveles de pisos agrietados a considerar en un edificio depende de la ubicación de la sección crítica de cada muro y del cumplimiento de las disposiciones sobre la extensión en altura de ella que establece el código ACI 318 (2008).

## Referencias

ACI 318 (2008). Building code requirements for structural concrete and commentary. American Concrete Institute, USA

ACI 318 (2014). Building code requirements for structural concrete and commentary. American Concrete Institute, USA

Adebar, P. and Ibrahim, A.M. (2002). Simple nonlinear flexural stiffness model for concrete structural walls. *Earthquake Spectra* 18(3), 407-426

Alfaro, I. (2013). *Estimación del desplazamiento lateral elástico e inelástico de muros esbeltos mediante un modelo de rótula plástica basado en un modelo de fibra*. Memoria de título, Universidad de Chile.

Cornejo, F. (2012). *Desarrollo de una metodología y herramientas de apoyo para el análisis de edificios en altura, de hormigón armado, utilizando programa ETABS*. Memoria de título, Universidad Católica del Norte, Antofagasta.

Doepker, B. (2008). *Practical seismic analysis methods for structural wall buildings*. Master thesis, University of Washington, Seattle.

FEMA 356 (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC

INN (2010). *Diseño Sísmico de Edificios*. Norma Chilena Oficial NCh433 Of.1996 Mod. 2009 y Decreto Supremo 61. Instituto Nacional de Normalización, Santiago.

Lagos, R., Kupfer, M., Lindenberg, J., Bonelli, P., Saragoni, R., Guendelman, T., Massone, L., Boroschek, R. and Yañez, F. (2012). Seismic performance of high-rise concrete buildings in Chile. *International Journal of High-Rise Buildings* 1(3), 181-194

MINVU (2011a). Decreto 117. Diseño sísmico de edificios. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Santiago.

MINVU (2011b). Decreto 118. Requisitos para diseño y cálculo de hormigón armado. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Santiago.

MINVU (2011c). Decreto 60. Diseño y cálculo de hormigón armado. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Santiago.

MINVU (2011d). Decreto 61. Diseño sísmico de edificios. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Santiago.

Paulay, T. and Priestley, M.J.N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry concrete buildings*. John Wiley and Sons, New York

Ríos, H. (2006). *Perfil Bio-Sísmico de edificios representativos de la construcción en altura de la ciudad de Antofagasta*. Memoria de título, Universidad Católica del Norte, Antofagasta.

Wallace, J.W., Massone, L.M., Bonelli, P., Dragovich, J., Lagos, R., Lüders, C. and Moehle, J. (2012). Damage and implications for seismic design of RC structural wall buildings. *Earthquake Spectra* 28(S1), S281-S299

# INGENIERÍA CIVIL **GEOLÓGICA**



UNIVERSIDAD CATOLICA  
DE LA SANTISIMA CONCEPCION

## Descripción ■

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

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

## Áreas de estudio ■

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

## Ficha ■

Grado: Licenciado en Ciencias  
de la Ingeniería  
Título: Ingeniero Civil Geológico  
Duración: 11 semestres  
Jornada: diurna  
Sede: Campus San Andrés

## Campo laboral ■

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

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

Para mayores antecedentes visite nuestra página [www.civil.ucsc.cl/inggeo](http://www.civil.ucsc.cl/inggeo)





# Eecolab Ltda.

Laboratorio de Suelos, Ensayos y Control de Obras

Presente en todas las etapas de su proyecto



## Mecánica de Suelos

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

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



## Sondajes Geotécnicos

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



## Geofísica

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



## Control de Obras

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

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

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

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

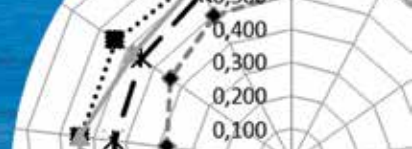


\*alcance disponible en nuestro sitio web

Bernardo O'Higgins #882 - Teléfonos 452989121 - 452211121 - eecolab@eecolab.cl

www.eecolab.cl

Temuco



# Towards a methodology for assessing the Human Development Index in the Chilean construction industry

Hacia una metodología para evaluar el Índice de Desarrollo Humano en la industria de la construcción chilena

Fecha de entrega: 30 de julio 2015  
Fecha de aceptación: 3 de mayo 2016

Eric Forcael<sup>1</sup>, Vicente González<sup>2</sup>, Francisco Orozco<sup>3</sup>, Alexander Opazo<sup>1</sup>, Sergio Vargas<sup>1</sup> y Angelo Sandoval<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Department of Civil and Environmental Engineering, Universidad del Bío-Bío, 1202 Collao Avenue, Concepción, Chile, eforcael@ubiobio.cl, aopazove@ubiobio.cl, svargas@ubiobio.cl, angando@alumnos.ubiobio.cl

<sup>2</sup> Department of Civil and Environmental Engineering, The University of Auckland, Private Bag 92019, Auckland Mail Centre, Auckland 1142, New Zealand, v.gonzalez@auckland.ac.nz

<sup>3</sup> Department of Civil Engineering and Management, Universidad Panamericana, Guadalajara Campus, Calzada Circunvalación Poniente #49, Ciudad Granja, Zapopan, Jalisco, México, forozco@up.edu.mx

*The Human Development Index HDI is a summarized quantification of human development of nations, based on three dimensions: income, education and health, classifying countries differently to the Gross National Income GNI index classification. However, for the construction industry, the authors found no plausible evidence of exhaustive studies in this sector, from the standpoint of the HDI. Thus, the present study seeks to provide a methodology to calculate the HDI for workers in the construction industry by using Chile as a case study. In this study, it was found that the HDI in construction varies geographically with the variation in the income dimension, but not with respect to education or health dimensions. These results for the construction sector were then compared with the conventional HDI, finding differences. This would confirm that workers in construction differ from workers in other sectors.*

*El Índice de Desarrollo Humano IDH es una cuantificación resumida del desarrollo humano de las naciones, basado en tres dimensiones: ingreso, educación y salud, que clasifica a los países de forma distinta a la entregada por el Producto Interno Bruto PIB. Sin embargo, para la industria de la construcción, los autores no encontraron evidencia plausible de estudios exhaustivos en este sector, desde el punto de vista del IDH. Así, el presente estudio busca proveer una metodología para calcular el IDH para trabajadores en la industria de la construcción, usando a Chile como caso de estudio. En este estudio, se encontró que el IDH en la construcción varía geográficamente con la variación de la dimensión ingreso, pero no en relación a las dimensiones educación o salud. Estos resultados para el sector de la construcción fueron luego comparados con el IDH convencional, encontrando diferencias. Esto confirmaría que los trabajadores en la construcción se diferencian de los trabajadores de otros sectores.*

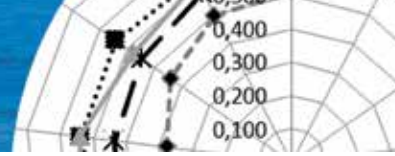
**Keywords:** HDI, human development, manpower, construction industry, Chile

**Palabras clave:** IDH, desarrollo humano, mano de obra, industria de la construcción, Chile

## Introduction

For years, the study of the countries' development has been one of the main objectives for the economy. However, the focus has not always been on the person, taking into account only factors related to income level and growth over time (Edo, 2002). On the other hand, economic

growth neglects the increased capabilities of a country's people and their influence on improving the welfare and development of said country. It is important to consider that the real wealth of a nation is its people (UNDP, 1990), making the need to broaden the concept of development for the human transcendental. Current alternatives that account



for this human factor and its development have emerged exactly for this reason. While many feel that economic prosperity is the only way to a fulfilling life, many other factors, like better education and health services, have become important too (Sen, 1997). This concept was first introduced through a Human Development Index HDI elaborated by Mahbubul Haq, who based his work on ideas from Amartya Sen (winner of the Nobel Prize in Economics in 1998). This index measures the level of human development of a country, covering three essential levels: health, education, and standard of living (UNDP, 2010), where each dimension is represented by a sub-index based on data coming from diverse institutions.

Annually, the United Nations Development Programme UNDP presents HDI world reports for each country in study, allowing them to compare their situation to others'. This has led the international search for new ways to measure the human development, furthering the notion that economic growth does not automatically bring a better quality of life (Haq, 1995). When comparing a particular country's HDI with its Gross National Product GNP per-capita, cases show situations of high levels of human development with low incomes, as well as low levels of human development with high incomes (UNDP, 1990). Paradoxically, education and healthcare have been shown to lead to greater development worldwide, not incomes necessarily.

In recent years, several human development reports have been conducted at national, regional and local levels in many countries, identifying the levels of development within each country, and providing information that policymakers can use to propose specific solutions in the most needed areas of their countries. In order to promote the growth of the capabilities of individuals within other fields, this research proposes calculating the Human Development Index for the construction industry, using Chile as a case study. Thus, this paper aims to study the workforce in construction.

In Chile, as in the world, the construction industry is a major generator of jobs, and contributes significantly to the development of economy, ranked fourth as the highest source of jobs (NENE, 2012). In this sense, it is interesting to assess the level of human development for these people, considering that some of the factors that characterize these

workers are the level of physical exertion, in addition to the constant accident risks, which they are exposed to. Also, the level of education of construction workers is low or even none in many cases. In contrast to the previous factors, a significant percentage of these people earn good incomes (CChC, 2011). Therefore, those key dimensions of the HDI (Income, Education, and Health) will be calculated and analyzed for construction workers in Chile.

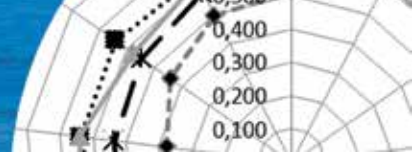
## Research objectives

The main objective of this research is to calculate the Human Development Index for workers of construction, considering Chile as a case study. This main objective consists of two specific objectives: 1) to identify and gather the data for the construction workers used to calculate the HDI, without modifying the structure and concept of human development, and 2) to evaluate differences in human development for workers of the construction sector, in different regions of the country.

## Literature review

As mentioned, economic development has been for a long time the main objective when evaluating the performance of actions taken within a country. However, the fact of associating the development of a country exclusively to its level of economic growth has been criticized, because the income cannot be the only target for people (Griffin, 2001). From this perspective, Sen (1983) states that the most important shortcoming of traditional economic development is to focus only on the national product, aggregate income and total supply of particular goods, instead of rights and capabilities of people. Thus, economic development should take into account what people can or cannot do, *e.g.*, if they can live long, be well nourished, be able to communicate, participate in literary and scientific works, *etc.* Accordingly, a new concept emerges focused on people growth, called Human Development, by which individuals' expectations expand, such as: a long and healthy life, education, and a decent standard of living (UNDP, 1990).

The Human Development Index HDI (Haq, 1995) is created with the purpose of determining a number, which has the same level of simplicity as the GNP, but without disregarding the social aspects of human lives (UNDP, 1999a; Haq, 2003). Assessment of human development



through the HDI considers three essential elements: 1) life expectancy at birth, 2) years of schooling, and 3) levels of decent living (UNDP, 1990), where each dimension is represented by a sub-index based on data universally available. Longevity and education are related to the training of human capabilities, and income is a measure of the opportunities when a person utilizes her/his capabilities (UNDP, 1990). The basis of the HDI has remained constant in all reports published to date on global human development; however, the methodology of calculation of each sub-index and the data used, has changed in order to better represent each country. Also, Haq (1995) notices that the options of people are multiple and they cannot all be quantified and measured, so any index should include a limited number of simplified and manageable variables.

The information provided in global reports and published yearly by the UNDP, considers a number of important aspects, with the aim of achieving a better human development assessment. HDI results obtained for each country are ranked to know the differences between countries and to visualize progresses or setbacks, defining strategic actions and opportunities for improvement and overcoming poverty across the nations (UNDP, 1990, 1991, 1992, 1997). According to Haq (1995), reports have greatly influenced the global search for reaching development, noting that the HDI is a mirror for all societies, helping authorities to see how people live in order to propose solutions.

One of the most important features of the HDI is its simplicity, because with a single value it is possible to know the status and trends about the human development in different countries. Other important feature is its universality, because it includes relevant aspects about industrialization, facilitating comparisons between nations (Booyesen, 2002). It is also considered a flexible instrument, able to measure differences and changes over time in human development between countries (Griffin, 2001). Additionally, the HDI has opened new perspectives about development, assuming a new approach by measuring the range of options available to a person (Kelley, 1991). Despite the human development is much deeper and complex than any information captured by an index, it is needed to count on a simple measuring tool; the HDI meets that condition (Torres and Allepuz, 2009).

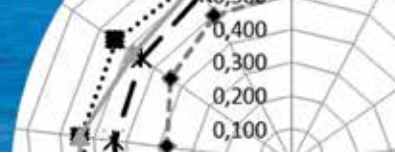
## Methodology

This research focuses on the Chilean construction industry, specifically on people who make up the workforce of the sector, in order to study them from the point of view of human development. The research methodology considers the following steps: 1) to review the conventional HDI calculations and to adapt them to the construction workforce; 2) to collect data from Chilean public institutions to calculate the HDI; 3) to calculate the HDI for labour in the construction industry for different geographical areas of Chile; and 4) to statistically analyze the results to determine significant differences between regions.

## Conventional HDI in Chile

To date, hundreds of global and regional human development reports have been issued in 140 countries (UNDP, 2011). In Latin America a significant number of reports have been published, enabling an important systematization of national human development analysis (Pol, 2007). Since 1996, UNDP has conducted several human development analyses of the Chilean society, through the preparation of national and regional reports. Chile is geographically divided into 15 regions, where each region is divided into cities. In this country, a model based on the political distribution of regions and municipalities has been implemented and presented in a report, providing a detailed analysis of human development within regions (UNDP - MIDEPLAN, 2000; UNDP, 2006).

In Chile, the HDI is defined by the Potential Years of Life Lost PYLL for the health dimension; by the adult literacy, average schooling and educational coverage for the education dimension; and by the average per capita income of households, the average per capita income adjusted for household poverty, and the average per capita income of households corrected by the Gini coefficient for the income dimension. Despite this approach is much more demanding, the conceptual basis of conventional HDI remains (UNDP - MIDEPLAN, 2006). The HDI has been widely accepted in Chile, used in the academic and Non-Governmental Organizations NGO sectors; in public administration (ministries, services); in entities related to the management of local development (regional governments, municipalities); in the political level;



and in the media for discussion and planning (UNDP, 1999b). Several contributions are attributed to the human development reports made in Chile, producing a large impact on the academic elite and politicians, generating discussion and being a driving factor in the debate on the national situation, especially in the field of work in public policy (Ramos and Acosta, 2006).

## HDI for the Chilean construction industry

The construction industry is traditionally intensive in the use of labour (Rivas *et al.*, 2011). In this context, job performance plays a key role in the success of a project (Liu and Ballard, 2008). Also, some authors suggest that the labour costs represent between 30 and 50% of the total project cost (Hanna 2001; Harmon and Cole, 2006). In addition, the labour is considered one of the components of greatest risk within a project (Hanna, 2001). However, despite the great attention paid to the economic impact of labour on construction projects, a wider analysis that considers such important issues as education, health and income, has not been taken into account.

Regarding education, CPWR (2009) mentions that Hispanic construction workers typically have less educational level than non-Hispanic workers. Half of Hispanic construction workers have less than a high school diploma, compared with non-Hispanic workers. Several authors state that the construction sector provides employment to those with little education or skill, many of them from the poorest sectors of society (ILO, 2001, de Souza, 2000). In terms of health, the International Labour Organization (ILO, 2001) mentions that not only the safety of the job is an area of concern, but also the healthcare of construction workers. For income approach, salaries are relatively high in some regions of Chile, according to CChC (2011). Despite studies of human development focus on people, these studies have not been intensively applied to specific populations. For this reason, this paper seeks to calculate the Human Development Index for workers in the construction industry by using Chile as a case study.

## Field study

At this stage, a search for a large variety of information was collected from entities linked to the construction sector, which satisfy the conceptual requirements for calculating

the conventional HDI. The data needed to calculate the HDI, defined and limited to workers in the construction industry, were: income per capita; years of schooling; expected years of schooling; life expectancy; potential years of life lost; registration of deaths by age; number of fatal accidents by age and economic sector. In order to obtain the data needed national entities were defined and then contacted (telephone, email, videoconference). The following are the entities contacted: Superintendence of Social Security; Chilean Chamber of Construction; Chilean Safety Association; Mutual Safety Society; Regional Secretary of Health; National Statistics Institute.

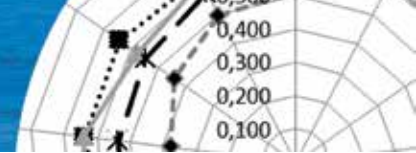
Despite the limited information available in Chile related to the construction workers, it was possible to find the information needed for this research as follows. From the Socioeconomic Study of Construction Workers elaborated by the Chilean Chamber of Construction (CChC, 2011), which assumes an average working experience (from trainee to senior workers), the following information was obtained: (1) percentage of workers in the construction sector, by region, by specialty, by ranges of Take Home Pay or Net Wages received, by educational level (years of schooling), and by personal perception of workers' healthcare; (2) number of household members; (3) distribution of workers surveyed by specialty and geographic region. From the Superintendence of Social Security, the following was the information collected: (4) accident statistics database; and (5) monthly average number of construction workers who paid the insurance for occupational accidents and diseases (mandatory by law).

## Calculation of the HDI for the construction industry

As mentioned, the methodology to calculate the HDI was adapted for the construction workers; however, it was built on the conceptual basis of the conventional HDI. Therefore, although the results here obtained are not directly comparable in absolute terms, they are in relative terms, for example, by creating rankings that allow prioritize geographical areas in function on their HDI.

## Organization of collected data

According to the information collected, the following variables were used to calculate the HDI:



- *Income dimension*: per-capita income, used in UNDP (2011) and the UNDP - MIDEPLAN (2006).
- *Education dimension*: average years of schooling according to UNDP (2011) and the UNDP - MIDEPLAN (2006).
- *Health dimension*: it is defined by two variables: (a) rate of Potential Years of Life Lost PYLL, according to the UNDP (2006) and; (b) percentage of workers who answer very good and good to the question How would you say is your overall health?, used by the UNDP-MIDEPLAN -University of La Frontera (2003).

According to the Department of Epidemiology of the Ministry of Health of Chile (MINSAL, 2012), the PYLL corresponds to a synthetic indicator representing the impact of premature mortality on a population, and assumes that a death occurring earlier than expected provokes a loss of potential life years, where the younger the person who dies, the greater the magnitude of that loss potential. In this case, the PYLL considers deaths occurred by accidents in the construction sector only.

#### a) Setting data used

Because net salary and educational level data were broken down, it was necessary to define a value for each dimension by region. In the case of net income or take home pay data (which were classified into ranges), a regional average was calculated according to (1) and the methodology to calculate the mean for data grouped in classes described by Levin and Rubin (1998).

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} f_i x_i}{n} \quad (1)$$

Where  $\bar{x}$  is an average regional salary;  $f_i$  is the frequency (number of observations) of each class;  $x_i$  is the midpoint of each class;  $n$  is the total number of observations in the region, and  $i$  is each class. The income dimension required the per-capita income as a variable, obtained by dividing the regional average and the average household members of each region. The calculation of per-capita income nationally was determined as shown in (2).

$$\bar{x} = \frac{\sum s_i n_i}{\sum g_i n_i} \quad (2)$$

Where  $\bar{x}$  is the national average wage,  $s_i$  is the regional average wage,  $n_i$  is the number of observations in the region  $i$  and  $g_i$  is the average household members number in the region  $i$ .

In the case of education data, the average was determined based on the accumulated years of schooling, according to: (a) elementary and middle school: 8 years; (b) high school: 4 years; (c) technical: 2 years (educational institutions offer technical programs at an average of 2 years); (d) university: 5 years (higher education institutions offer programs at an average of 5 years). The data of schooling were considered ungrouped data, calculating regional averages as the mean from ungrouped data described by Levin and Rubin (1998), which is conceptually equivalent to (1), where  $\bar{x}$  is the value in years of each educational level. The average years of national schooling were determined as shown in (3).

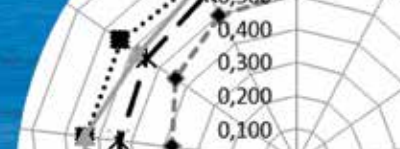
$$\bar{x} = \frac{\sum a_i n_i}{N} \quad (3)$$

Where  $\bar{x}$  is average years of national schooling;  $a_i$  is average years of schooling in the region  $i$ ;  $n_i$  is the number of observations in the region  $i$  and  $N$  is the total number of observations. To determine the rate of PYLL, the methodology described by MINSAL (2012) was used:

- The limit of potential life of the Chilean population is 80 years.
- The PYLL is obtained by subtracting the potential limit of life (80 years) and the age at death (which is weighted by the number of deaths in the age interval).
- Finally, PYLL rate is calculated according to expression (4).

$$Rate_{PYLL} = \frac{PYLL}{Total\ population} \cdot 100 \quad (4)$$

Where total population corresponds to the monthly average number of construction workers, who paid their social insurance. According to the variable percentage of workers who answered very good and good to the question how would you say is your health in general?, variable used for the Health Dimension of the HDI, the value of the percentage was used without adjustments because it is a value ranging between 0 and 1 (0% and 100% respectively).



**b) Determination of maximum and minimum values**

For the calculation of the HDI, minimum and maximum values have to be determined (limit values), in order to transform the indicators into indices, with values between 0 and 1 (UNDP, 2011). The limit values for the income dimension were determined based on the percentage of construction workers (by region, by specialty and take home pay ranges), and the averages of the respective household members for each specialty. For the upper limit, the highest ranges of salary and the lowest average of the corresponding household members were considered, obtaining the most favourable scenario for the per-capita income, and for the lower limit, the lowest salary ranges and the highest average household members were considered, obtaining the most unfavourable situation. For the education dimension, the no schooling and the maximum number of years in the college/university level were considered, and for the variable PYLL rate, needed for the health dimension, the average of the best and worst decile was used.

**HDI calculation at the national and regional level**

With the prepared data for each region and country, the next step was to calculate the regional and national HDI, according to the general methodology used in UNDP (2013). This consists of two steps: 1) to calculate the index for the dimensions income and education, based on the average net salary, years of schooling, and the considering their maximum and minimum values, according to expression (5). For the health dimension, the geometric mean of the two sub-indices (variable PYLL and variable perception of workers about their personal health), it is calculated using (6); 2) to calculate the geometric mean, used to determine the HDI, composed of the values obtained for each dimension, according to (7).

$$Dimension\ Index = \frac{Real\ Value - Minimum\ Value}{Maximum\ Value - Minimum\ Value} \quad (5)$$

$$Health\ Dimension\ Index = \sqrt{PYLL\ Personal\ Health\ Perception} \quad (6)$$

$$HDI = \sqrt[3]{I_{health} I_{education} I_{income}} \quad (7)$$

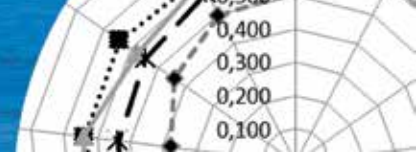
**Results and analyses**

The results obtained are disclosed below, showing those Chilean regions with the highest and lowest outcomes in terms of the HDI for the construction industry. Note that the regions of Aysén and Magallanes are not included. A discussion of the results is also presented, comparing them with conventional HDI reports in Chile. Based on the calculation methodology described above, the results of the HDI are shown in Table 1, classified by dimension, region and country.

Table 1: HDI results by geographic region

Region	Income dimension index	Education dimension index	Health dimension index	HDI
Taparacá	0.513	0.655	0.647	0.601
Antofagasta	0.663	0.635	0.626	0.641
Atacama	0.811	0.696	0.578	0.688
Coquimbo	0.529	0.684	0.623	0.609
Valparaíso	0.503	0.652	0.620	0.588
O'Higgins	0.467	0.617	0.608	0.559
Maule	0.419	0.641	0.635	0.555
Bío Bío	0.413	0.640	0.635	0.552
Araucanía	0.399	0.639	0.661	0.552
Los Lagos	0.417	0.615	0.671	0.556
Los Ríos	0.376	0.638	0.641	0.536
Arica y Parinacota	0.441	0.642	0.575	0.546
Metropolitana	0.497	0.623	0.611	0.574
Average m	0.496	0.644	0.625	0.581
Std. Dev. s	0.116	0.023	0.027	0.042
CV	0.234	0.035	0.043	0.072
Chile	0.477	0.635	0.624	0.574

Regarding the coefficients of variation CV shown in Table 1, the highest value is observed in the Income dimension, evidencing the heterogeneity between wage opportunities for construction workers of different regions. Based on the information presented in Table 1, Figure 1 shows the results graphically. In relation to the curve showing the results of the HDI, it is observed that the construction workers belonging to the regions located in the north of the country (Antofagasta, Atacama and Coquimbo mainly) have better outcomes than those from other regions. An even more remarkable situation in the results of the income dimension curve is observed, particularly for the



region of Atacama. Regarding the education and health dimension curves, it can be noticed that both have a similar distribution for different regions.

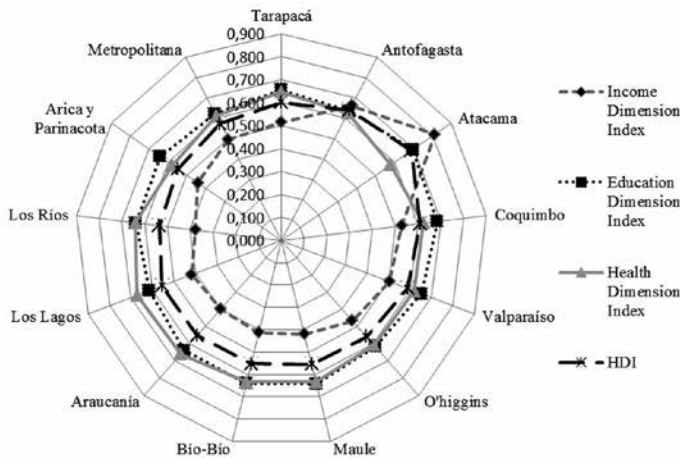


Figure 1: HDI by region and by dimension sub-indices

Table 2 shows the HDI values according to three categories called high, intermediate and low results for

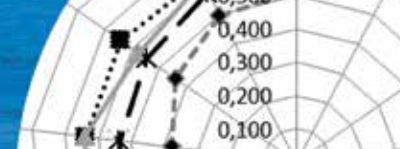
each dimension. In terms of the percentage change, it is observed a 24.84% between the highest and lowest values of the HDI for the construction industry. Minor variations are observed for education and health dimensions, with 12.36% and 15.41% respectively. However, the income dimension has a high variation, which reaches 73.29%.

Applying the Kruskal-Wallis statistics test at 0.05 significance these percentage changes will then ratify. This non-parametric statistical hypothesis test was chosen because it was not possible to assume the data was normally distributed and the sample sizes were not large, which are assumptions required by parametric tests (Kruskal and Wallis, 1952). It is further noticed that the regions that concentrate the highest values for the HDI correspond to those located in the mining area of the country (Atacama, Antofagasta, Coquimbo and Tarapacá), while the lowest values are in regions located at the other end of the country, where mining is not a prevailing activity (Bío Bío, Los

Table 2: Classification of regions as results

Global HDI and for Dimension	Results highest values		Results intermediate values			Results lowest values			% of difference between the highest and lowest value in respect to the average	
	Regions	Max	Min	Regions	Max	Min	Regions	Max		Min
HDI	Atacama	0.688	0.601	Valparaíso	0.588	0.555	Bío Bío	0.552	0.536	24.84
	Antofagasta			Metropolitana			Los Lagos			
	Coquimbo			O'Higgins			Araucanía			
	Tarapacá			Arica/Parinacota			Los Ríos			
				Maule						
Income dimension	Atacama	0.811	0.513	Valparaíso	0.503	0.467	Los Lagos	0.417	0.376	73.29
	Antofagasta			Metropolitana			Bío Bío			
	Coquimbo			O'Higgins			Araucanía			
	Tarapacá			Arica/Parinacota			Los Lagos			
				Maule						
Education dimension	Atacama	0.696	0.652	Arica/Parinacota	0.642	0.638	Antofagasta	0.635	0.615	12.36
	Coquimbo			Maule			Metropolitana			
	Tarapacá			Bío Bío			O'Higgins			
				Araucanía			Los Lagos			
				Los Ríos						
Health dimension	Atacama	0.671	0.641	Maule	0.635	0.620	Metropolitana	0.611	0.575	15.41
	Antofagasta			Bío Bío			O'Higgins			
	Coquimbo			Antofagasta			Atacama			
				Coquimbo			Arica/Parinacota			
				Valparaíso						





Lagos, Araucanía, Los Ríos).

Regarding the income dimension, its highest values are consistent with the highest values of the HDI for the construction industry; the same for the lowest values. This can be explained by the high coefficient of variation of this aspect, compared to the low coefficients of variation of the health and education dimensions. Thus, with small variations in health and education, the high variation in the income dimension significantly affects the fluctuation of the HDI values in construction.

In the education dimension, values are distinctive because some regions with a high value for the HDI in construction have low values in education (e.g. Antofagasta). Other regions rise up to the average level of Table 2 in this dimension, such as the regions of Bío Bío and Araucanía. The health dimension also has peculiar values, such as those regions having the lowest values for the HDI in construction are located at the top of the health dimension ranking (e.g. Los Lagos, Araucanía and Los Ríos). The opposite occurs with the Atacama region (number 1 in the HDI ranking of construction), which is located near the bottom in terms of health. In order to determine whether HDI values show significant statistically differences between the geographical regions of Chile, the Kruskal-Wallis test was applied.

Table 3 shows that the values for the HDI in construction and its corresponding income dimension have significant differences in Chile. In other words, the HDI of the construction industry and the income dimension are not significantly the same for all regions; however, the

education and health dimensions are statistically similar.

Table 3: Differences in the HDI by index and region according to the Kruskal Wallis Test

Evaluation	p-value	Accepted hypothesis
HDI	0.0421	$H_a$ = the regions are not equal in terms of HDI
Income Dimension Index	0.0050	$H_a$ = the regions are not equal in terms of IDI
Education Dimension Index	0.8408	$H_o$ = the regions are equal in terms of EDI
Health Dimension Index	0.1013	$H_o$ = the regions are equal in terms of Health Dimension Index

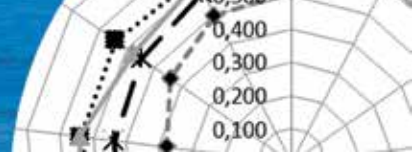
According to statistical analysis, it was found that those significant differences presented in the HDI in construction and in the income dimension mainly correspond to the regions of Antofagasta and Atacama (mining areas located in the north of the country) compared to the regions of O'Higgins, Maule, Bío Bío, Araucanía, Los Lagos and Los Ríos (southern regions of Chile) as shown in Table 4.

### Contrast between HDI for the construction industry and conventional HDI for Chile

In the global Human Development Reports, Chile is in a relatively favourable position compared to other countries, being in the 40th position out of 186 analyzed countries (UNDP, 2013). Despite this position in the world ranking, there are differences between regions, where the Metropolitan area (Santiago, the capital of Chile), is definitively better ranked than the rest of the country. However, when comparing the conventional HDI with

Table 4: Comparison between regions with significant statistical differences

Significant differences for comparison between regions according to HDI													
Region	Arica / Parinacota	Tarapacá	Antofagasta	Atacama	Coquimbo	Valparaíso	Metropolitana	O'Higgins	Maule	Bío Bío	Araucanía	Los Lagos	Los Ríos
Tarapacá				*									
Antofagasta									*	*	*		*
Atacama	*				*		*	*	*	*	*	*	*
Significant differences for comparison between regions according to income dimension													
Region	Arica / Parinacota	Tarapacá	Antofagasta	Atacama	Coquimbo	Valparaíso	Metropolitana	O'Higgins	Maule	Bío Bío	Araucanía	Los Lagos	Los Ríos
Tarapacá													*
Antofagasta								*	*	*	*	*	*
Atacama					*			*	*	*	*	*	*



the HDI for the construction industry calculated here, the ranking positions differ by region. Those differences in both rankings are shown in Figure 2a.

In regard to the results of the HDI, both studies present differences; the best and worst results do not correspond to the same regions. Similar situations are found when separating the HDI by specific dimension. In the income dimension, the region of Atacama is highlighted, because its index for the construction industry obtains the best result (highest ranking), but for the conventional HDI (for the total population), this region shows some of the lowest values (Figure 2b). In the education dimension (Figure 2c), the Metropolitan region is highlighted; for the construction industry its index lies on the lowest values in the ranking, but for the total population it reaches the highest position. In the case of the health dimension (Figure 2d), other remarkable aspect is that the Atacama region is ranked within the lowest positions for the construction industry; however, for the total population lies on the second place.

From these comparisons, it can be stated that the levels of human development for construction workers are not consistent with the levels of human development of the

total population for their respective regions. Therefore, it could be noticed that the human development of these workers, is an own characteristic of the construction industry.

## Discussion

In general, the variation of HDI values for workers in the construction sector is affected largely by wage inequality throughout Chile. This is seen in the large gap between the per-capita monthly maximum and minimum wages, used to calculate the income dimension, where the maximum values correspond to a minority of the country. This difference in salaries can be associated with the increased investment in mining construction located in the northern regions, compared to the rest of the country; the mining regions (Antofagasta and Atacama), account for the 54% of construction investment, according to CChC (2011). In this way, the direct relationship between the HDI and their respective dimensions could mislead to the idea of workers in mining construction (with the highest salaries), have access to better living conditions. However, this is not necessarily true, because the highest values for the HDI dimensions were obtained by the education

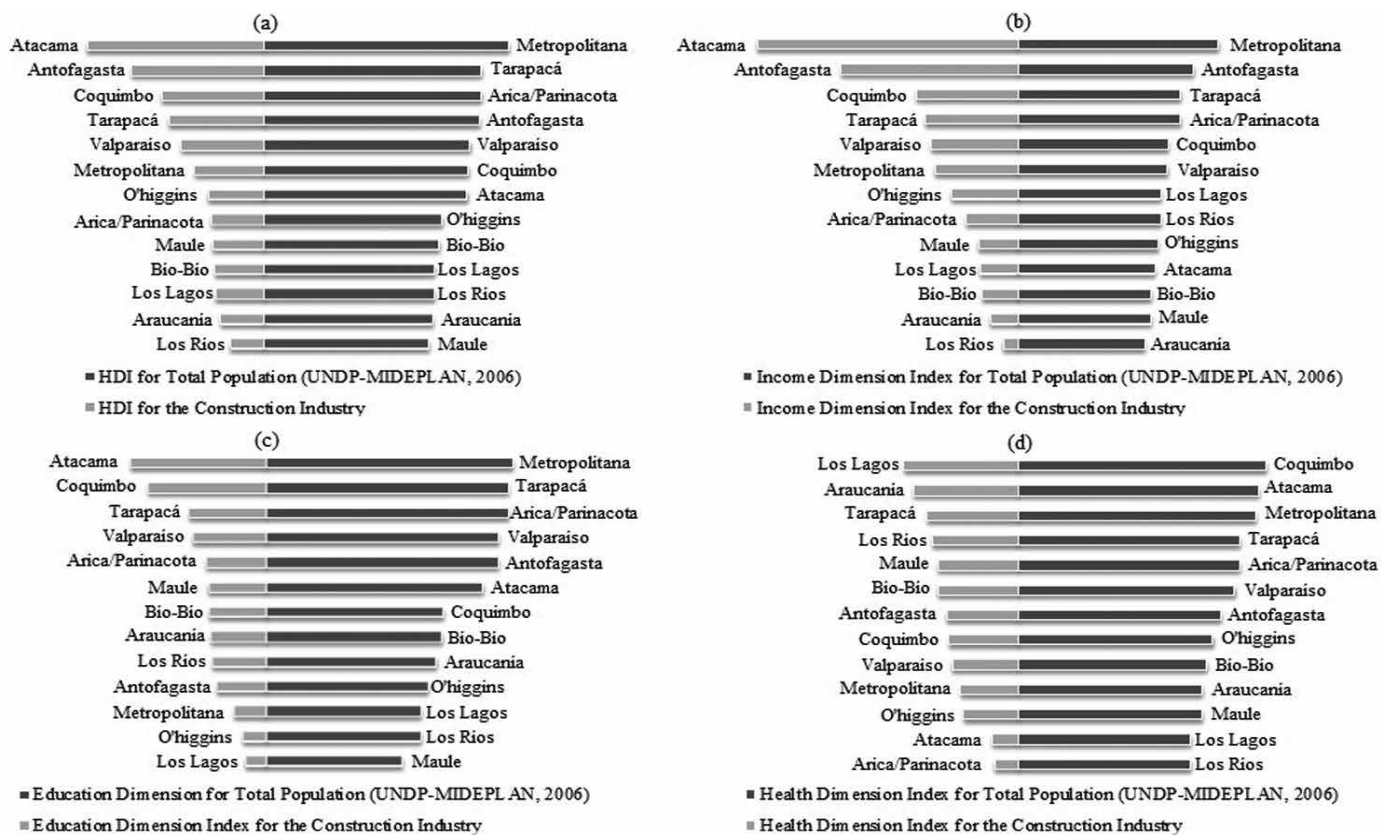
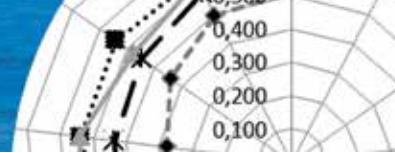


Figure 2: Comparison of the conventional HDI versus the HDI for the construction industry.



dimension, then the health dimension and the last one the income dimension. In other words, the variations in the HDI are explained by the large variations of the income dimension; however, high salaries do not imply a high level of human development, since the highest values of the HDI dimensions were found in education and health.

Regarding with the education dimension, there are similar educational levels between all regions, but with a wide range of salaries. On the other hand, the average results obtained in the education dimension are greater than the income dimension. Nevertheless, the greatest values for the education dimension are in contrast with what is described by various authors, who state that the field of construction is one of the sectors that more absorb less skilled work (ILO, 2001; de Souza, 2000). In terms of health, this dimension reaches only mean values (Table 2), given the risky conditions inherent to workers in construction. This could confirm that the construction sector usually implies one of the greatest risks for the health of workers (Hinze and Russell, 1995; Pollack *et al.*, 1996; ILO, 2001; Hinze and Teizer, 2011). Accordingly, the General Union of Workers of Spain states that the health of construction workers worsens over the years, mainly until impeding physical activity, reaching the end of their working life with a worse physical health than in other jobs (UGT, 1999).

## Conclusions

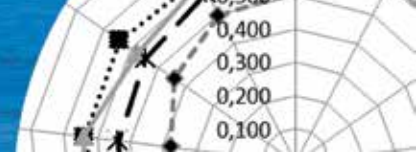
This research made possible to calculate the HDI for the construction industry, according to the approach used to calculate the conventional HDI, based on Chile as a case study. (without the regions of Aysén and Magallanes). Statistically significant differences between construction workers from different regions of Chile were found. The northern regions, located in one of the most important mining areas worldwide, with large construction projects, showed significant differences compared with other regions of the country. Breaking down the HDI in its respective dimensions, it was observed that the income dimension has the greatest inequality between workers in different regions, quite greater than the education and health dimensions. By contrast, education and healthcare of construction workers did not differ significantly between regions. In other words, it was found that the HDI in construction varies geographically with the variation in the income dimension,

but not with respect to education or health dimensions. After comparing these results for the construction sector with the conventional HDI differences were found. This would confirm that workers in construction differ from workers in other sectors.

Finally, although the income dimension made a major impact on the HDI for construction in those mining regions of Chile (where wages are high), this does not allow expanding this phenomenon to the rest of the country, where the education and health dimensions were greater than the income dimension. This coincides with Sen (1997), who mentions that although economic prosperity helps people to live a freer and more fulfilling life, a better education and good healthcare services do too. In line with this statement, it should also be noticed that a higher human development of construction workers, can positively have an influence on the economy of the country, since according to Ranis and Stewart (2001), the higher the human development the greater the growth, due to that a healthier and educated population contributes to improve the economic performance, in this case, of the construction industry.

## References

- Booyesen, F. (2002). An overview and evaluation of composite indices of development. *Social Indicators Research* 59(2), 115-151
- CChC (2011). Informe Mach, Macroeconomía y Construcción N° 33. Cámara Chilena de la Construcción, <http://www.cchc.cl>
- CPWR (2009). Hispanic employment in construction. Center to Protect Workers' Rights Data Brief 1(1), 1-17
- de Souza, U. (2000). Managing workers in production: overview of labour in the building industry. Translation of a presentation, University of Sao Paulo, Brazil.
- Edo, M. (2002). *Amartya Sen y el desarrollo como libertad (Amartya Sen and the development as freedom)*. B. thesis, Torcuato Di Tella University, Argentina
- Griffin, K. (2001). Desarrollo Humano: origen, evolución e impacto. En *Ensayos sobre el desarrollo Humano*, Ibarra, P. y Unceta, K. (coord.), 25-40, Ed. Icaria, Barcelona
- Hanna, A.S. (2001). Quantifying the impact of change orders on electrical and mechanical labor productivity. Research Rep. No. 158-11, Construction Industry Institute, Austin



- Haq, M. (2003). The Birth of the Human Development Index. In *Readings in Human Development*, Sakiko Fukuda-Parr and A.K. Shiva Kumar (eds.), Oxford University Press, New York, 127-137
- Haq, M. (1995). *Reflections on human development*. Oxford University Press, New York
- Harmon, K.M. and Cole, B. (2006). Loss of productivity studies—current uses and misuses. *Construction Briefs* 8(1), 1-19
- Hinze, J. and Russell, D. (1995). Analysis of fatalities recorded by OSHA. *Journal of Construction Engineering and Management* 121(2), 209–214
- Hinze, J. and Teizer, J. (2011). Visibility-related fatalities related to construction equipment. *Safety Science* 49(5), 709-718
- ILO (2001). The construction industry in the twenty-first century: its image, employment prospects and skill requirements. *Tripartite Meeting*, Geneva, Switzerland
- Kelley, A. (1991). The human development Index: Handle with Care. *Population and Development Review* 17(2), 315-324
- Kruskal, W.H. and Wallis, W.A. (1952). Use of ranks on one-criterion variance analysis. *Journal of the American Statistical Association* 47(1), 583-621
- Levin, R. and Rubin, D. (1998). *Statistics for Management*. 7<sup>th</sup> ed., Prentice-Hall
- Liu, M. and Ballard, G. (2008). Improving labor productivity through production control. *Proceedings of the 11th Annual Conference of International Group for Lean Construction*, Manchester, UK
- MINSAL (2012). Estimación de AVPP y Esperanza de Vida: Tutoriales Diagnósticos Regionales, Módulo 6. Ministerio de Salud de Chile.
- NENE (2012). Estadísticas de empleo, trimestre junio-julio-agosto 2012. Ocupados por actividad, nivel nacional y regional. [www.ine.cl](http://www.ine.cl)
- Pol, M.A. (2007). *Desarrollo Humano y Territorio: Una aproximación metodológica*. Tesis de doctorado, Universidad de Alicante, España
- Pollack, E.S, Griffin, M., Ringen, K. and Weeks J.L. (1996). Fatalities in the construction industry in the United States, 1992 and 1993. *American Journal of Industrial Medicine* 30(3), 325-330
- Ramos, C. and Acosta, E. (2006). El impacto de los informes de desarrollo humano del PNUD en Chile. Universidad Alberto Hurtado, Chile.
- Ranis, G. and Stewart, F. (2001). Growth and human development: comparative Latin American experience. *Developing Economics* 39(4), 333-365
- Rivas, R., Borchering, J.D., González, V. and Alarcón, L.F. (2011). Analysis of factors influencing productivity using craftsmen questionnaires: a case study in a Chilean construction company. *Journal of Construction Engineering and Management* 137, N°4, 312-320
- Sen, A. (1997). Human capital and human capability. *World Development* 25(12), 1959-1961
- Sen, A. (1983). Development: Which Way Now?. *The Economic Journal* 93(372), 745-762
- Torres, T. and Allepuz, R. (2009). El desarrollo humano: perfiles y perspectivas futuras. *Estudios de Economía Aplicada* 27(2), 545-562
- UGT (General Union of Workers). (1999). Guía para la prevención de riesgos laborales: Sector de la construcción. Unión General de Trabajadores, España
- UNDP (1990, 1991, 1992, 1997, 1999a). Human development report 1990 (1991, 1992, 1997, 1999). Oxford University Press, Inc. Oxford, New York
- UNDP (1999b). Índice de Desarrollo Humano en Chile 1990-1998: Temas de Desarrollo Humano Sustentable N°3, Santiago, Chile
- UNDP (2006, 2010, 2011). Human Development Report 2006 (2010, 2011). Palgrave Macmillan. New York
- UNDP(2013). Human Development Report 2013. Communications Development Incorporated, Washington
- UNDP-MIDEPLAN (2000). Desarrollo humano en las comunas de Chile. Temas de Desarrollo Humano Sustentable N°5. Santiago, Chile
- UNDP-MIDEPLAN-Universidad de la Frontera (2003). El Índice de Desarrollo Humano en la Población Mapuche de la Región de La Araucanía. Temas de Desarrollo Humano Sustentable N°8, Santiago, Chile
- UNDP-MIDEPLAN (2006). La trayectoria del desarrollo humano en las comunas de Chile, 1994-2003: Temas de Desarrollo Humano Sustentable N°11, Santiago, Chile

# Un modelo para seleccionar atributos de un edificio residencial que maximiza el precio de venta

A model to select attributes of a residential building that maximizes sales price

Fecha de entrega: 9 de septiembre 2015

Fecha de aceptación: 28 de marzo 2016

Roberto Schovelin<sup>1</sup> y Josep Roca<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Departamento de Ingeniería Industrial, Universidad del Bío Bío, Av. Collao 1202, Concepción, Chile, rschovel@ubiobio.cl

<sup>2</sup> Department de Construccions Arquitectòniques I, Universitat Politècnica de Catalunya, Av. Diagonal 649, 08028 Barcelona, España, josep.roca@upc.edu

*El objetivo del trabajo fue construir un modelo para seleccionar los atributos que un proyecto inmobiliario residencial de edificios nuevos y los departamentos del mismo deben tener para maximizar el ingreso que se puede obtener al comercializarlo. El modelo de diseño define para cada departamento, la superficie, la cantidad de unidades y el precio unitario proyectado. Para el proyecto inmobiliario define sus características como modelos de departamentos, cantidad de departamentos y atributos adicionales del mismo. El precio de los departamentos, depende de la combinación de atributos de la localización, propias del proyecto y los de los departamentos. Estas relaciones entre atributos y precios se obtuvieron de modelos hedónicos aplicados a edificios nuevos y sus respectivos modelos de departamentos que se ofrecían en la ciudad de Concepción. Para diseñar el proyecto inmobiliario se usa modelo de optimización que maximiza el ingreso del proyecto residencial, permitiendo que las variables atributos se ajusten, acotadas según corresponda por restricciones físicas, legales, arquitectónicas y económicas. Al aplicar el modelo de diseño, las variables de localización corresponden a las definidas por el gestor inmobiliario para localizar el proyecto, por lo tanto, las fija el mismo, al igual que la superficie de terreno para el proyecto. El modelo de diseño sólo considera como variables de salida, las relacionadas con la urbanización del proyecto y las de los departamentos. El modelo de optimización optimiza por plantas de edificios, los que pueden tener uno o más modelos de departamentos.*

*Palabras clave: diseño económico de departamentos, modelos hedónicos, optimización de precios*

*The objective of the work was to build a model to select the attributes that a new apartment building project and the apartments in it should have in order to maximize the incomes when it is commercialized. The design model defines the surface, the amount of units and the projected unit price for each apartment layout. For the real estate project it defines its characteristics such as apartment layout and their additional attributes. The prices of the apartments depend on a combination of location attributes, typical of the project and of the apartments. These relations between attributes and prices were obtained from hedonic models applied to new buildings and their corresponding apartment's layout that were offered in the city of Concepción. The model to design the real estate project is an optimization model that maximizes the profit of the project, allowing the attribute variables to be adjusted, and delimited according to physical, legal, architectural and economic restrictions. By applying the design model, the location variables correspond to those defined by the real estate agent to locate the project; therefore, they are set by him, as well as the field surface for the project. The design model only considers as output variables those related to the urbanisation of the project and those of the apartments. The optimization model optimizes buildings per floors, which could have one or more apartment layouts.*

*Keywords: economic apartments design, hedonic models, prices optimization*

## Introducción y problema

Los proyectos inmobiliarios son costosos y como no son un bien de consumo típico que si es exitoso se puede

replicar en igualdad de condiciones, obliga al inversionista a planificar cuidadosamente su diseño. Los altos montos de inversión que involucran son mayores, cuando los

proyectos inmobiliarios son edificios de departamentos. Cuando un gestor inmobiliario proyecta la construcción de un nuevo edificio, además de la dificultad relacionada con el alto capital que se requiere, debe definir exactamente el proyecto que introducirá al mercado. Ello implica definir la localización y el diseño; sin embargo estos factores no son completamente independientes, ya que para el demandante de viviendas, la localización y el diseño son parte del producto a adquirir. Si el gestor inmobiliario no ofrece el producto que los consumidores desean, esto implicará baja velocidad de venta y castigo en precio, lo que puede hacer que el proyecto genere pérdidas al inversionista. El demandante de departamentos está dispuesto, o desea compartir espacios físicos cerrados de la construcción, ya sea por motivos de seguridad, obtener una localización que no podría en una vivienda unifamiliar, u obtener servicios adicionales compartidos, para disminuir su costo, como por ejemplo piscina. Para decidir localización, un demandante de departamento al menos busca accesibilidad, belleza del entorno y afinidad socio-cultural como económica de los vecinos. Respecto al diseño, el consumidor busca estilo y terminaciones al menos promedio de la localización, buenos servicios públicos para los residentes, además de espacio adecuado a su nivel sociocultural y económico. Todos ellos se denominarán atributos y características del proyecto, que provienen de la localización geográfica, de lo que el proyecto en general contiene y de lo que cada departamento es. En el diseño del proyecto inmobiliario se incorporan variables objetivas, que son las características o atributos y también variables subjetivas relacionadas con el estilo del edificio y los departamentos. Debido a que localizaciones más demandadas generalmente tienen mayor precio, existe además una relación directa entre dichas localizaciones y departamentos más costosos. Por ello, la clave es definir el diseño más adecuado en función de la localización. En la medida que el gestor inmobiliario interpreta correctamente la combinación localización y diseño del proyecto, éste se venderá a buen precio y en corto tiempo. El problema es que el gestor inmobiliario debe decidir localización para apuntar a un segmento de mercado y luego realizar el diseño que realmente cautive a ese segmento de mercado.

Uno de los mayores problemas que enfrenta la industria inmobiliaria, es la estimación de demanda futura, sin embargo, un problema no menor es también la dificultad

para proporcionar los productos que el mercado requiere en el momento oportuno. Para resolver el primer tema, se debe hacer estudios de oferta y demanda, o econométricos, para proyectar la evolución del mercado. El segundo problema, normalmente se aborda recurriendo a la experiencia del gestor inmobiliario. Los que demandan departamentos, saben que no es posible que un edificio se diseñe de acuerdo a sus gustos y necesidades, como puede ocurrir con una casa, ya que saben que el espacio privado será solamente el departamento, siendo el resto del edificio un espacio público de residentes. Por ello que deben optar por un departamento que se encuentre en un edificio ya construido, o al menos proyectado. Las inmobiliarias entonces deben esforzarse en entregar departamentos y edificios que sean atractivos para el mercado. Entonces el proyecto corresponde a la visión del gestor, quien a su vez la recoge de la percepción que tiene, de lo que desean los demandantes respecto a las características que los departamentos y el edificio deben tener. El problema es que no siempre el inversionista inmobiliario acierta y cuando no lo hace, sus proyectos no son exitosos.

La finalidad del trabajo es desarrollar un modelo para ayudar al gestor inmobiliario a seleccionar la combinación de atributos y características que deberá poseer el edificio y departamentos, en una localización específica de la ciudad, que maximicen el ingreso a obtener del proyecto. Esto no consiste en diseñar un proyecto que sea atractivo para todos los consumidores, sino que diseñar un proyecto que interprete al máximo, lo que los consumidores desean en una localización específica, de acuerdo a experiencias de compra anteriores. El gestor inmobiliario construye edificios que tienen departamentos y son estos últimos los que se venden individualmente, siendo los demás atributos del edificio, incorporados proporcionalmente en el costo de los departamentos. Por lo tanto, el ingreso que proporciona el proyecto al inversionista, está en función del número de departamentos que se venden, por su correspondiente precio. El gestor debe balancear en su ecuación la cantidad de departamentos que construirá y el precio de cada uno, que depende de las características del mismo, de las características del proyecto edificio y del lugar físico en que se emplaza, velando por cumplir las restricciones propias de todo proyecto inmobiliario.

El trabajo se realizó y aplicó en la ciudad de Concepción

Metropolitano en Chile, que corresponde al área urbana de la provincia de Concepción en la región del Bío Bío. Es la principal agrupación urbana de la región, está subdividido en 6 administraciones comunales: Concepción, Talcahuano, Chiguayante, San Pedro de la Paz, Hualpén y Penco. Las edificaciones normalmente no superan los veinte pisos de altura. Para resolver el problema, se construyó un modelo de optimización que maximiza el precio de cada planta de edificio, debido a que puede haber plantas de distintas superficie en un edificio. Este modelo adicionalmente está sujeto a restricciones que se agruparon en restricciones físicas, arquitectónicas, legales y económicas. Como productos, además del precio de planta, se tienen la cantidad de departamentos, el precio de cada uno, las características de los departamentos y las características propias del proyecto. El objetivo del trabajo es construir un modelo para diseñar un proyecto de edificio de departamentos que maximice el precio del proyecto inmobiliario, combinando atributos de los departamentos, del proyecto inmobiliario y de la localización.

## Marco teórico

Primero fue necesario encontrar el conjunto de características que los consumidores desean y valoran de los departamentos, los edificios y el entorno en el casco urbano. La finalidad en esta etapa era encontrar los parámetros de cada característica, que son los que indican la proporción en que aportan al precio total del departamento. Esto se puede resolver utilizando alguna herramienta matemática, como modelos hedónicos o redes neuronales, que relacione precio (variable dependiente) y atributos de un departamento (variables independientes). En este caso se utilizó un modelo hedónico, debido a que se encuentra más ampliamente difundido. Posteriormente es necesario usar un algoritmo de optimización que maximice el precio del proyecto inmobiliario en función de la combinación de variables (atributos y características) y de las restricciones imperantes. No se contempla incorporación de costos en el modelo, ya que estos dependen de la capacidad de gestión de la inmobiliaria, o la capacidad de negociación con la empresa constructora.

### *Modelos teóricos microeconómicos*

En la primera mitad del siglo XX la teoría microeconómica moderna fue capaz de llegar a explicar el mecanismo de la

formación de los precios en los mercados. Enseguida los economistas comenzaron a tratar de explicar el mecanismo de la formación del precio del suelo, lo que constituye un gran desafío a la teoría económica, al ser un mercado bastante imperfecto. La heterogeneidad de las viviendas se debe básicamente a la localización, que le imprime características muy particulares, ya que el resto de las características, como composición de suelo, dimensiones y características geológicas, es posible que se puedan repetir de un sitio a otro. En los mercados, el precio es la resultante de las fuerzas de oferta y demanda. El problema es que las viviendas ofrecidas tienen características que otras no pueden replicar, como la localización ya sea horizontal o vertical. Los demandantes compiten por localización, lo que hace del mercado de viviendas un mercado complejo que se asemeja a como operan los remates. Debido a esto, han resultado más exitosos los modelos orientados a explicar el precio de las viviendas y el precio del suelo en función de las características que ofrecen, denominados modelos hedónicos.

### *Modelos hedónicos*

Los primeros modelos hedónicos aplicados a viviendas fueron de Muth (1961, 1969) y Alonso (1964), en estudios sobre localización de viviendas. Estos trabajos se siguieron desarrollando y perfeccionando por Becker (1965) y Lancaster (1966). Sin embargo, Rosen (1974) desarrolló los lineamientos teóricos de los modelos hedónicos, estableciendo que los bienes tienen una serie de características que son las que los consumidores valoran. Por ello, los modelos hedónicos, que son modelos estáticos, plantean que el precio de un bien está en función de una serie de atributos o características que igualan el precio de oferta y demanda por esos atributos. Por lo tanto, se supone que la utilidad que le proporciona la vivienda al consumidor está en función de los atributos que posee y que son valoradas en un precio que el consumidor está dispuesto a pagar y el productor está dispuesto a recibir. La postura formal de Rosen fue un modelo de dos etapas, una diseñada para obtener los precios y la segunda que es la demanda implícita de cada uno de los atributos o características del bien. Posteriormente, Palmquist (1984) incorporó atributos asociados a la calidad, dimensión de la vivienda y también características inherentes del vecindario, como homogeneidad y nivel de ingreso de

los jefes de hogar. Sin embargo, no todo ha sido positivo porque los trabajos de Brown y Rosen (1982) plantearon que existe un problema de identificación en la segunda etapa del modelo propuesto por Rosen, que puede incluso invalidar algunos trabajos.

En Latinoamérica también se han realizado estudios de precios hedónicos de viviendas. Stumpf y Torres (1997) aplicaron los precios hedónicos para precios de alquiler residenciales en Brasil. En Argentina, Meloni y Ruiz (1998) desarrollaron un modelo hedónico de precios de terrenos residenciales en Tucuman. A su vez, Moore *et al.* (1999) desarrollaron un modelo hedónico de precios de viviendas para tasaciones en Mendoza. Trabajos realizados por Caridad y Ceular (2001) han ido probando que estimaciones de precios de viviendas resultan más certeras utilizando redes neuronales artificiales que regresiones múltiples.

El primer trabajo sobre aplicación de modelo de precios hedónicos en Chile fue realizado por Lira (1978). Posteriormente, Figueroa y Lever (1992) desarrollaron un modelo hedónico sobre el mercado de los suelos urbanos y bienes inmobiliarios. Un año después, Gutiérrez y Wunder (1993) desarrollaron un modelo hedónico de precios de suelo urbano en la zona urbana del Gran Santiago. Azqueta (1994) desarrolló un trabajo sobre valorización económica de la calidad ambiental. Sobre índice de viviendas, Desormeaux y Piguillem (2003) usaron modelos hedónicos. Quiroga (2005) desarrolló un modelo hedónico de características de viviendas sociales de la Región Metropolitana incorporando el tiempo de viaje al trabajo como costo de la vivienda. Luego, Sagner (2009) escribió sobre las determinantes del precio de la vivienda en Chile y después acotó el trabajo a la Región Metropolitana de Santiago (Sagner, 2011). Otro trabajo realizado sobre el índice de viviendas nuevas, corresponde a un trabajo realizado para la Región Metropolitana de Santiago por Idrovo y Lennon (2011).

### **Procedimientos y variables utilizadas**

Los trabajos han ido convergiendo a que las formas funcionales que relacionan precio de vivienda con sus respectivas características, son relaciones logarítmicas. No obstante lo anterior, existen trabajos con otras formas funcionales. Respecto a las características, se

han confeccionado agrupaciones y subagrupaciones de éstas, pero que se pueden separar básicamente en dos. Las primeras son características inherentes a la vivienda, como por ejemplo tamaño, número de habitaciones, número de baños, tipo de vivienda, etc. Las segundas son características inherentes a su localización, como por ejemplo, calidad del sector en que se emplaza, distancia al centro, homogeneidad del sector, equipamiento disponible, ingreso medio del sector, etc. Es conveniente señalar que, además de características cuantitativas como por ejemplo superficie de la vivienda, se pueden incorporar características cualitativas, como calidad. En el caso de las variables cualitativas, se utilizan con frecuencia las variables *dummy* para incorporarlas al modelo. Uno de los problemas presentes en las regresiones ha sido la heterocedasticidad. Rogers (2000) presentó un estudio que exploró los errores en regresiones de modelos hedónicos, demostrando el efecto de la falta de introducir una variable potencialmente influyente en una regresión.

### **Modelos de optimización**

Los modelos de regresión múltiple y redes neuronales son también modelos de optimización porque mejoran una función, a una serie que relaciona las variables independientes con la variable dependiente. No obstante lo anterior, la referencia aquí es para modelos que maximizan u optimizan una función sujeto a restricciones. Estas técnicas fueron utilizadas por primera vez para organizar el desembarco de Normandía durante la segunda guerra mundial, con el fin de maximizar la cantidad de efectivos y pertrechos, sujeto al tiempo disponible y cantidad de recursos para llevarlo a cabo. Posteriormente, esta herramienta se ha utilizado intensamente en problemas de ingeniería. En términos genéricos, un problema de optimización puede ser representado por la siguiente fórmula matemática:

Optimizar  $f(x)$

Sujeto a  $g_i(x) \geq b_i$ ; para  $i = 1, \dots, n$  (1)

$x \geq 0$

donde  $f$  es la función a optimizar y  $g_i$  corresponde a la  $i$ -ésima restricción del problema. Las variables de diseño se representan por el vector  $x$  de dimensión  $n$ , no negativo.



## Selección de variables y toma de datos

La toma de datos incorporó información cuantitativa y cualitativa que debían explicar comportamiento de precio de los departamentos de los proyectos existentes, asociadas a los tres tipos previamente identificados; localización y entorno, al proyecto inmobiliario que es el edificio con espacios comunes y finalmente los departamentos. El trabajo en terreno consistió en recopilar información de la totalidad de los proyectos inmobiliarios en ofertando entre los años 2008 y 2010. Esto fue para contar con el máximo de datos de todos los modelos de departamentos<sup>1</sup> en oferta en ese momento. Los precios de los departamentos corresponden al precio publicado por las inmobiliarias y no al precio de venta final, que es resultante de una negociación privada entre las partes. La toma de datos finalizó con un total de 37 proyectos de edificios, con un total de 91 bloques, con 6291 departamentos y 201 modelos de departamentos, que son los de interés para este estudio, ya que contienen características comunes propias que interesan para el modelo de precios hedónico. Para cada uno se tomaron 50 datos característicos, pertenecientes a las tres categorías, por lo tanto, el tamaño final de la base de datos en una planilla Excel para departamentos ocupó 10050 celdas.

Aunque el terremoto de magnitud 8.8 que afectó el 27 de febrero de 2010 la zona en estudio frenó bruscamente la construcción, el impacto ha sido menor a lo esperado y se fue normalizando durante el resto del año. El primer impacto fue la disminución en la demanda de edificios y el aumento en la demanda de casas, situación que se fue revirtiendo durante el 2011 y 2012 hasta llegar a los valores anteriores al sismo. Esto concuerda con los resultados de los trabajos realizados por Beron *et al.* (1997) que encontraron que los efectos de un terremoto tienen un impacto negativo en el mercado de la vivienda, que desaparece paulatinamente hasta recobrar la normalidad. Las inmobiliarias tampoco resultaron gravemente afectadas, debido a que los stock que manejaban, les permitieron cumplir los compromisos económicos contraídos. Adicionalmente, los proyectos de reconstrucción les permitieron mantener su actividad en los períodos más críticos del año. Debido a lo anterior, el país, a pesar del terremoto, logró cifras de crecimiento del

<sup>1</sup> Modelo de departamento, se define para el trabajo como departamento prototipo de un edificio que se replica con especificaciones idénticas y precios iguales.

PIB del 5.2% en el año 2010.

## Modelos de precios hedónicos

Es importante en este estudio que el modelo de precios hedónico integre la mayor cantidad de variables independientes. Más variables permitirán construir un modelo de optimización en que más variables se combinan para maximizar el precio. Debe contener variables de localización, del proyecto inmobiliario y de los departamentos. Por lo tanto, mientras más variables contenga el modelo final, más información sobre características de la vivienda le entrega al gestor inmobiliario y al arquitecto que las diseñará. Esto puede hacer que algunas de las variables del modelo se correlacionen entre sí. Lo anterior afecta la calidad en que cada variable independiente por sí sola incide en el precio. Sin embargo, en este caso el objetivo no es aislar el impacto de una variable en el precio, el objetivo es predecir el precio en base a la mayor cantidad de variables actuando simultáneamente, sin importar el aporte individual al precio. Por eso, se trabajó con modelos de precios hedónicos en que sólo se veló porque las variables sean significativas. Para la localización, debido a que el proyecto involucra 5 comunas con sus propios centros comerciales, en vez de incluir distancias al centro, se incorporaron barrios, ya que éstos tienen implícitas ciertas características propias, que desglosadas pueden ser demasiadas y difíciles de identificar. Un barrio incorpora una identidad social, económica, etaria y cultural de sus habitantes, además de características particulares de su infraestructura. Como se trata de muchas variables, es muy complejo incorporar todas las que identifican un barrio en un modelo. Por esta razón se incorporó el barrio como una variable cualitativa, que influye en el precio de las viviendas que están localizadas en él. Como los proyectos nuevos se dan en muchos barrios, se deben incorporar muchas variables independientes al modelo. Para evitarlo fue necesario buscar un mecanismo que permitiera incorporar todos los barrios, con un mínimo de variables. Para ello se recurrió al esquema de conteo binario, en que la combinación de éstas, es la que compone una localización o barrio.

En la base de datos se individualizaron 24 barrios o localizaciones, por lo tanto, se debieron usar 5 variables binarias, lo que permite 32 combinaciones y sobraron

ocho. Los criterios para definición de límites geográficos de barrios, fue en base a homogeneidad en valoración media de viviendas, antigüedad promedio, identidad socio cultural de los habitantes, rango etario y vías de acceso. En el modelo de precios hedónico, para cada modelo de departamentos, fue necesario incorporar cinco variables binarias que definen un barrio. Es importante destacar que la combinación de las cinco variables binarias, son las que identifican cada barrio, por lo tanto, si una variable no resulta significativa, no se puede utilizar este esquema. El modelo seleccionado por sus buenos resultados, fue un modelo logarítmico, en que 33 variables independientes resultaron significativas en más de un 93.7%. Es un modelo logarítmico de precios de departamentos que se obtuvo utilizando SPSS para Windows, versión 13.0. El modelo se muestra a continuación:

$$\ln(\text{precio depto en UF}) = \sum A_j \text{VAR}_j \quad (2)$$

$A_j$ : coeficientes,  $\text{VAR}_j$ : variables que explican el precio,  $j$ : número de la variable que va de 1 a 43. Las variables 9, 11, 18, 20, 22, 23, 28, 32 y 36 no aparecen porque no resultaron significativas.

### Resultados del modelo hedónico para departamentos

Las Tablas 1 y 2 muestran las variables, los coeficientes obtenidos del modelo de precio hedónico seleccionado y los indicadores más importantes.

El modelo seleccionado aprobó el test de autocorrelación, señalando que éste no está autocorrelacionado. Aunque no se trata de una serie temporal sino que de una serie transversal, el test de autocorrelación se aplicó igual. Porque, si se hubiese detectado autocorrelación en este caso, podría haber indicado una mala especificación del modelo, más que pura autocorrelación. Una mala especificación puede deberse a variables relevantes que se han omitido o hay un sesgo de especificación debido a excluir variables que están correlacionadas con otras, que sí se incluyeron en el modelo.

Todas las variables tienen una probabilidad inferior a 6.3% de no ser significativas, lo que indica que las variables seleccionadas son significativas para el modelo. Los únicos tests que el modelo no aprobó, son los de multicolinealidad en alguna de sus variables, lo que era

esperable, dado el gran número de ellas. Pero como lo que interesa es la precisión de la predicción del modelo, y en este caso es de un 95.6%, la multicolinealidad se puede tolerar, porque la finalidad de este modelo no es explicar el impacto de cada variable en el precio. La finalidad es predecir el precio en base a la interacción de todas las variables independientes seleccionadas. Esto se debe a que el modelo de optimización no selecciona las características de a una, sino que las combina todas, hasta encontrar la combinación que maximiza precio de la planta del edificio. Las variables 2 a la 19 corresponden a características de la localización del terreno donde se emplaza el edificio. Las cinco primeras son para representar uno de los 24 barrios. Las variables 20 a la 32 presentan las características del proyecto de edificio. Finalmente, las últimas variables corresponden a características del departamento.

### Modelos de optimización para plantas de edificios

El objetivo del trabajo es maximizar el ingreso de un proyecto inmobiliario. Sin embargo como un edificio puede tener plantas con distinto diseño, el modelo de optimización se utiliza para maximizar el precio de cada planta de un edificio que está en función de la localización, del proyecto y características de los departamentos (corresponden a las variables del modelo hedónico). Además el modelo proporciona el precio de cada departamento y la cantidad de departamentos que contiene el proyecto sujeto a las restricciones. Las restricciones son físicas, económicas, legales y arquitectónicas. Las restricciones físicas y legales son propias del terreno donde se localizará el proyecto. Las restricciones económicas y arquitectónicas son restricciones del mercado, que está compuesto por demandantes y oferentes. El precio por planta de un edificio se calcula multiplicando el precio de cada departamento, por el número de éstos. El modelo combina las variables que explican precio mediante sus coeficientes, la cantidad y superficie de cada departamento de manera de maximizar el precio de la planta. Para tener el precio de venta del edificio, se debe multiplicar el precio de cada planta, por el número de ellas que posee el edificio. En la realidad, la cantidad de plantas de un edificio la puede limitar el plano regulador comunal, la superficie del terreno, el capital disponible del inversionista, o el diseño armónico proporcionado por el arquitecto. Esta

Tabla 1: Variables significativas y coeficientes del modelo de precios hedónico de departamentos

Nro. Var.	Nombre de variable independiente	Coeficiente
Constante	(Constante)	6.78631594
VAR00002	VFB1	0.35994819
VAR00003	VFB2	-0.18569203
VAR00004	VFB3	-0.14445639
VAR00005	VFB4	-0.10260632
VAR00006	VFB5	-0.19749394
VAR00007	Facilidad de accesibilidad desde y hacia la ciudad (1 = alta, 2 = media, 3 = baja)	-0.55993839
VAR00008	Grado de homogeneidad del sector (1 = alta, 2 = medio, 3 = bajo)	0.07673682
VAR00010	Cercanía supermercado (1 = menos de tres cuadras)	-0.41137142
VAR00012	Cercanía a colegios o escuela (1 = seis cuadras o menos)	-0.27839376
VAR00013	Cercanía a hospitales o clínicas (1 = cinco cuadras o menos)	0.16751292
VAR00014	Cercanía a <i>pubs</i> (1 = dos cuadras o menos)	0.52988924
VAR00015	Cercanía a plazas o parques (1 = dos cuadras o menos)	0.47265946
VAR00016	Cercanía a empresas con fuentes de contaminación (0 = no, 1 = sufre efectos directos)	0.44425995
VAR00017	Grado de urbanización del sector (pavimentación, alcantarillado, iluminación).(1 = buena, 2 = mediana, 3 = baja)	-0.20615387
VAR00019	Belleza del sector (1 = feo sin bellezas naturales, 2 = con algunos entornos verdes, 3 = con entornos verdes, 4 = con entornos verdes y cuerpos de agua lejanos, 5 = con entornos verdes y cuerpos de agua mayores, 6 = hermoso)	-0.12181727
VAR00021	Cantidad de modelos de departamentos (cantidad)	0.0506147
VAR00024	Posee gimnasio (1 = si, 0 = no)	0.27333836
VAR00025	Posee piscina (1 = si, 0 = no)	-0.30639269
VAR00026	Posee bodega (1 =si, 0 = no)	-0.29119695
VAR00027	Posee ascensor (1 = si, 0 = no)	0.52648454
VAR00029	Posee juegos infantiles (1 = si, 0 = no)	0.06901508
VAR00030	Posee sala de eventos o multiuso (1 = si, 0= no)	-0.09265967
VAR00031	Número de departamentos por planta (cantidad)	-0.03040951
VAR00033	Superficie de los departamentos sin terraza (en m <sup>2</sup> )	-0.00363818
VAR00034	Número de dormitorios por departamento + estar (cantidad)	0.19861937
VAR00035	Número de baños por departamento (cantidad)	0.25408963
VAR00037	Posee calefacción central (1 = si, 0 = no)	0.24091934
VAR00038	Posee cocina completa (1 = si , 0 = no)	0.68809062
VAR00039	Posee cocina abierta (1 = si , 0 = no)	-0.19600521
VAR00040	Posee dependencia de servicio con baño incluido (1 = si , 0 = no)	0.66214668
VAR00041	Calidad de construcción (1 = aluminio simple, alfombra recubrimiento básico, 2 = aluminio simple, alfombra y cerámico recubrimiento bueno, 3 = aluminio simple o doble, piso flotante o cerámico recubrimiento bueno, 4 = aluminio doble o PVC simple, piso flotante o cerámico, recubrimiento muy bueno. 5 = PVC doble, piso flotante, recubrimiento excelente)	-0.27773702
VAR00042	Terraza (en m <sup>2</sup> )	0.0037425
VAR00043	Superficie promedio de habitaciones (medida en m <sup>2</sup> )	0.10510047

Tabla 2: Indicadores del modelo de precios hedónico de departamentos

R <sup>2</sup>	0.963
R <sup>2</sup> corregido	0.956
Error típico estimación	0.08270
F	133.56

es la segunda razón por la cual se optimiza por planta y no todo el edificio. Si por legislación o estética el edificio va reduciendo su superficie en la medida que asciende, el modelo de optimización debe aplicarse nuevamente con las nuevas restricciones de tamaño de planta. Las áreas comunes solo se consideran como restricción, ya que el inversionista no las puede vender por separado y deben ser incluidas en el precio de los departamentos. Lo mismo sucede con los servicios asociados, como estacionamiento, piscina, bodega, sala de entretenimiento u otros servicios que pueda incluir el proyecto aunque sí aumentan el valor de los departamentos.

## Función de optimización

El modelo de optimización consta de una función objetivo cuya finalidad es maximizar el valor de cada planta del edificio, sujeto a 26 restricciones, las que se detallan más adelante. Las variables del modelo son las asociadas al proyecto inmobiliario y a cada departamento, ya que las de localización se fijan al momento de seleccionar ésta. Las variables son 17, en que 10 son binarias, 3 son enteras y 2 pueden tomar cualquier valor no negativo. El modelo es no lineal y para resolverlo se utilizó Solver de Excel. La Función Objetivo del modelo de optimización es:

*Max.* Valor Planta = Número de Deptos x Precio Depto.

En que:

$$\text{Precio Depto} = \exp[\text{Cte} + \sum \text{Var}(2:42) + \text{Sup Prom Habs (Var 43)}] \quad (3)$$

Nota: La constante Cte y las variables Var 2 al 42 corresponden a los resultados del modelo de precios hedónico y excluyen las variables 9, 11, 18, 20, 22, 23, 28 y 32, porque no fueron significativas. Se aplica la función exponencial porque el modelo de precios hedónico es logarítmico.

Las restricciones a la Función Objetivo se encargan de acotar los valores que pueden tomar las variables. A continuación se muestran las restricciones a las que está sujeto el modelo. Las variables Var son las del proyecto inmobiliario y los departamentos que se validaron en el modelo hedónico. Las ocho primeras restricciones son de orden, para que el modelo opere bien matemáticamente para fijar variables que deben ser enteras o binarias,

cantidad mínima de departamentos por planta, calidades máximas y mínimas, todo esto de manera que el modelo las fije como corresponde. Las seis restricciones siguientes son de tipo arquitectónicas de manera que el departamento cuente con espacios lógicos y armónicos como los que se detallan: superficies promedio mínimas, cantidad mínima de dormitorios y baños. Diferencias máximas y mínimas entre dormitorios y baños. También se limitó que cocina americana no es compatible con dependencia de servicios. Los valores de las restricciones se cotejaron con arquitectos. Las dos restricciones siguientes son de tipo físico y legal, de manera de cumplir con las normativas impuestas en los planes reguladores comunales y seccionales. El tamaño del terreno donde se emplaza el o los edificios condiciona los tamaños de planta y también la normativa legal impone restricciones adicionales. Las diez últimas restricciones son económicas, impuestas por el gestor inmobiliario en base a sus posibilidades reales de comercialización y/o construcción. Los valores utilizados para probar el modelo corresponden a la holgura máxima, la que fue obtenida de la base de datos. Los valores que aparecen en las restricciones son válidos actualmente, pero pueden cambiar en el futuro. Si este modelo se aplica en otra ciudad, los valores de las restricciones también deben ser adecuados a su realidad. La cantidad de modelos de departamentos es conveniente que sea determinada por el inversionista, pero si éste lo desea, es posible que la determine el modelo. En ese caso se debe incorporar como restricción adicional que esta variable sea entera. Un edificio con más de cinco plantas debe tener ascensor, pero si tiene menos de cinco plantas puede tener ascensor si el inversionista lo desea, siendo éste quien determine esta variable.

En el modelo de optimización se incorporó la variable 36, que es si posee comedor independiente o no lo posee, no obstante que no fue significativa en el modelo hedónico. Por eso el coeficiente que lo acompaña en este caso para predecir es cero, no incidiendo en el precio del departamento. Su incorporación fue necesaria para construir la variable 44 Sup Prom Habs (superficie promedio de las habitaciones) que sí es significativa. La variable 44<sup>2</sup> que es la superficie promedio de las habitaciones, a diferencia de

<sup>2</sup> La superficie promedio corresponde a la superficie total dividido por la cantidad de dormitorios, baños, comedor independiente, dos espacios más que corresponden a living y cocina, cocina abierta si la tiene y por último dependencia de servicio que se multiplica por 2 por ser dormitorio con baño.

las anteriores no se deja variar independientemente por el modelo de optimización, sino que se construye de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$\text{Var } 44 = \frac{\text{Var } 33}{\text{Var } 34 + \text{Var } 35 + \text{Var } 36 + 2\text{Var } 39 + 2\text{Var } 40} \quad (4)$$

Por lo tanto, la variable 44 es la resultante de los valores de las otras variables independientes. En el modelo de optimización, el inversionista inmobiliario puede incorporar nuevas restricciones que estime convenientes, como por ejemplo precios máximos o mínimos, superficies máximas o mínimas, materialidad del piso y ventanas, etc. En este caso, el modelo sólo combinará las variables o atributos que el inversionista permita combinar al maximizar el precio, o bien le permita combinar dentro de un rango acotado.

## Funcionamiento del modelo

La metodología usada en el diseño de los edificios, es comenzar por las plantas de mayor superficie, que parten en el segundo o tercer nivel del edificio. Si no hay restricciones adicionales con la altura, se mantendrán sin cambios de superficie hasta la última planta. Otras veces, la o las últimas plantas deberán tener menos superficie. La o las primeras plantas también son distintas porque incorporan la recepción y en algunos casos servicios comunes como sala de evento u otros. Finalmente se suman los ingresos por planta para tener el valor del edificio. Al ejecutar el modelo de optimización, las variables asociadas a la localización se entran como datos fijos, encargándose solamente el modelo de combinar las variables asociadas al proyecto y los departamentos. El precio del departamento se construye usando el modelo hedónico, en función de características y atributos, que se ponderan con coeficientes. Lo que el modelo hace, es buscar aquella combinación de características o atributos que maximiza el precio de la planta, sujeto a restricciones enumeradas anteriormente. Algunas de estas restricciones se pueden negociar en el modelo, como por ejemplo el precio máximo de departamentos en el sector. También es posible crear nuevas restricciones si el inversionista lo desea, como por ejemplo, la cantidad de departamentos, la calidad de las terminaciones u otras. Si por cada planta del edificio se espera contar sólo con un modelo de departamentos, el modelo de optimización es bastante simple de operar.

Se ejecuta una vez, ya que las restricciones son por la totalidad de la planta. Esto se debe a que el modelo de optimización diseña un modelo de departamento, pero si el inversionista desea más de un modelo de departamentos por planta, lo que es más usual, el modelo de optimización se debe ejecutar más de una vez, utilizando uno de los procedimientos siguientes.

El primer procedimiento es ejecutar el modelo de optimización la primera vez con toda la superficie de la planta y dejar que la cantidad de modelos de departamentos sea una de las variables a obtener. En este caso, la única restricción adicional, debe ser que el número de modelos de departamentos sea inferior a la cantidad total de departamentos. Una vez obtenido el primer diseño, se debe volver a correr el modelo de optimización. Pero antes, se deberá restar al área total de la planta, la superficie que ocuparán las unidades del modelo de departamento obtenido anteriormente (que pueden ser uno o más), de manera que sólo se diseñe departamentos para la superficie de planta restante. La cantidad de unidades del modelo de departamento previo las determina el inversionista. Al ejecutar nuevamente el modelo de optimización, se fijará el número de modelos de departamentos que es la variable 21 y también las características y atributos del edificio, que son las variables 24, 25, 26, 29 y 30. La variable 31, que es número de departamentos por planta, también es atributo del proyecto, pero no se fija como las anteriores. La razón para hacer esto, es que el resto de los departamentos estarán en la misma planta del edificio, la que tiene características comunes para todos los modelos de departamentos que albergue. Este procedimiento debe continuar hasta que se cumpla con el número de modelos de departamentos (variable 21).

El segundo procedimiento es que el inversionista establezca de antemano la cantidad de modelos de departamento por planta (variable 21) al ejecutar por primera vez el modelo de optimización. Para diseñar los siguientes modelos de departamentos, si es más de uno, el procedimiento es similar al anterior.

Otra variable que se puede determinar de inmediato es si poseerá o no ascensor, ya que si el edificio contempla más de cinco plantas, por ley debe tener ascensor. El inversionista también puede fijar de antemano más variables, como por ejemplo la calidad de construcción,

la cantidad de dormitorios, el número de departamentos por planta o la cantidad de modelos de departamentos del edificio. Las variables de la localización son fijadas en función del lugar donde se emplazará el proyecto una vez ejecutado por primera vez el modelo de optimización y diseñado el primer modelo de departamento. Para fijar las variables en el modelo de optimización, una posibilidad es extraerla del listado de variables e introducirla como constante, la otra posibilidad es colocar una restricción sin rango de holgura para ella. El precio por planta no variará si hay más de un modelo de departamento cuando el valor por m<sup>2</sup> de todos ellos es el mismo. Por lo tanto, la decisión respecto a qué combinación de unidades por modelo de departamento diseñar en cada planta, estará en función de la velocidad de venta. La velocidad de venta debiera ser mayor, mientras más modelos de departamentos se ofrezcan. Debido a que la primera planta del edificio, además de contemplar la recepción, puede tener una superficie menor, si el plano regulador así lo estipula, lo recomendable si no se quiere incorporar nuevos modelos de departamentos, es eliminar uno o más modelos, hasta cumplir con la restricción de superficie. Esto también se puede hacer si la superficie de la primera planta es igual a las demás. En síntesis, se incorporan menos departamentos a dicha planta para que quede superficie disponible para la recepción. En algunos casos esto no es necesario y se incrementa la superficie para incorporar la recepción. Similar procedimiento se puede llevar a cabo en las plantas superiores si son de menor superficie o si no se quieren incorporar nuevos modelos de departamentos. Si el inversionista en estas nuevas plantas de distinta superficie desea nuevos modelos, el procedimiento es similar al descrito anteriormente. El modelo no contempla el diseño de áreas comunes, ya que no se comercializan directamente y tampoco las superficies privadas como bodegas. Estas superficies se pueden localizar en un sector independiente del edificio y, en ese caso, el inversionista dispondrá de menos terreno, por ser considerada superficie edificada en los planos reguladores. Otra alternativa es que las localice en el subsuelo, o las considere en la planta superior. Una vez diseñadas las plantas del o los edificios del proyecto inmobiliario, se suman los precios para obtener el valor proyectado del proyecto inmobiliario.

## Aplicación del modelo a casos reales

Para probar el modelo de diseño en una situación real, se buscaron proyectos inmobiliarios de edificios ya aprobados, ya que no fue posible en ese momento encontrar gestores solamente con idea de inversión, que era lo ideal. Esta etapa se desarrolló durante el 2012-2013 y contempló 6 proyectos. Inicialmente se probó el modelo hedónico para ver si predecía correctamente el precio de los departamentos que estaban en etapa reciente de construcción. Posteriormente se aplicó el modelo de optimización de plantas, con las mismas restricciones del proyecto real. Finalmente se obtuvo el precio de cada uno de los proyectos.

### *Modelo hedónico*

Para probar el modelo hedónico de departamentos, se probó en seis proyectos localizados en las comunas del Concepción Metropolitano. En las comunas de Chiguayante, Hualpén y Talcahuano no había nuevos proyectos de edificios, por lo tanto, no se pudo probar el modelo en esas comunas. Para todos los proyectos de edificios, se recogieron 31 variables de la localización, del proyecto y de los departamentos, más los datos de superficie del terreno en que se emplazan y la superficie de espacios comunes. Las 31 variables incluyen las que resultaron significativas en el modelo hedónico para departamentos y el precio real que está solicitando la inmobiliaria por cada tipo de modelo de departamento. Para obtener el precio proyectado, se ingresaron las variables reales de cada modelo de departamento, con lo que se obtuvo el precio hedónico. Para comprobar la capacidad predictiva de los modelos hedónicos, se comparó el precio obtenido por él, con el precio que publica la inmobiliaria de cada modelo de departamento. La mayor diferencia porcentual que se presentó en precios fue de -8.14% y correspondió a un modelo de departamento en el centro de la comuna de Concepción, con una superficie de 77.5 m<sup>2</sup>, que actualmente puede clasificarse como grande, poco común para el sector y que está subvalorado por los oferentes. Este valor de -8.14% se encuentra dentro del rango de tolerancia permitido por el modelo hedónico que es de 8.155%.

### *Aplicación modelo de optimización para edificios*

El modelo de optimización que maximiza precio de planta de edificio se aplicó en los mismos proyectos de edificios ya iniciados, o por iniciar, respetando las restricciones

correspondientes al terreno en que se construyó. Por ello se respetaron las superficies reales por planta del edificio real en lo que respecta a restricción física y legal. Las restricciones arquitectónicas están determinadas por los valores máximos que se obtuvieron de la base de datos original. Finalmente, las restricciones económicas son determinadas por el proyecto real, aunque también podrían estar dadas por el inversionista inmobiliario, o por valores propios del barrio en que se emplaza el proyecto. Para maximizar el precio de planta se utilizó Solver de Excel que permitió con valores 1 de entrada de las variables, en todos los casos se dio convergencia a un resultado final que respetaba todas las restricciones. En todos los casos el modelo de optimización diseñó plantas que cumplían las restricciones y en especial la relacionada con el precio máximo/m<sup>2</sup> construido, que indica que el precio total de la planta no puede ser mejor.

## Comentarios finales

El modelo de optimización en todos los casos probados fue capaz de converger a un resultado y mientras menos restricciones adicionales se colocaban, más fácilmente encontraba una solución. Las combinaciones de variables y atributos que enfrenta el gestor inmobiliario son tantas que es imposible que éste pueda manejarlas sin la ayuda de un modelo matemático. En algunos casos existe más de una combinación de variables o atributos que maximiza el ingreso del proyecto inmobiliario. En ese caso, el gestor debe tomar una decisión de cual le conviene, en función de otros criterios, porque se puede obtener el mismo ingreso por ventas. La superficie efectiva que pueden ocupar los departamentos siempre es muy restrictiva, y resulta ocupada completamente en todos los casos que se probó el modelo de diseño. La restricción económica precio/m<sup>2</sup> resultó también ser muy restrictiva en el caso de departamentos, ya que lo que adquiere el comprador es superficie habitable. El modelo de optimización, en la mayoría de los casos probados, no utilizó la disponibilidad máxima en balcones y terrazas, debido a que el modelo privilegió otros atributos por sobre la cantidad de m<sup>2</sup> de éstos. Aunque por diseño se proponen una serie de restricciones para el modelo de optimización, el gestor inmobiliario puede incorporar otras adicionales, si lo estima necesario o conveniente. Esto le permite personalizar el diseño del proyecto que quiere implementar. El modelo de optimización se

puede modificar para que maximice o minimice otras variables, como por ejemplo, la mejor localización para cierto tipo de viviendas. Este modelo puede ser aplicado en cualquier ciudad. Para esto es necesario construir un modelo hedónico en la ciudad respectiva. El modelo de diseño también es posible aplicarlo con modificaciones en proyectos de oficinas o locales comerciales.

## Referencias

- Alonso, W. (1964). *Location and land use*. Harvard University Press, Cambridge MA
- Azqueta, D. (1994). *Valorización económica de la calidad ambiental*. McGraw Hill
- Becker, G.S. (1965). A theory of the allocation of time. *The Economic Journal* 75, No. 299, 493-517
- Beron, K.J., Murdoch, J.C., Thayer, M.A. and Vijverberg, P.M. (1997). An analysis of the housing market before and after the 1989 Loma Prieta earthquake. *Land Economics* 73, No. 1, 101- 113
- Brown, J. and Rosen, H. (1982). On the estimation of structural hedonic price models. *Econometrica* 50, No. 3, 765-768
- Caridad, J.M. y Ceular, N. (2001). Un análisis del mercado de la vivienda a través de redes neuronales artificiales. *Estudios de Economía Aplicada* 18, 67-81
- Desormeaux, D. y Piguillem F. (2003). Precios hedónicos e índices de precios de viviendas. Documento de trabajo 12, Cámara Chilena de la Construcción
- Figuroa, E. y Lever, G. (1992). Determinantes del Precio de Mercado de los Terrenos en el área Urbana de Santiago. *Cuaderno de Economía* 29, No. 86, 99-113
- Gutiérrez, H. y Wunder, D. (1993). Determinantes del precio de mercado de los terrenos en el área urbana de Santiago: Comentario. *Cuadernos de Economía* 30, No. 89, 131-138
- Idrovo, B. y Lennon, J. (2011). Índice de precios de viviendas nuevas para el Gran Santiago. Documento de trabajo 65, Cámara Chilena de la Construcción
- Lancaster, K. (1966). A new approach to consumer theory. *The Journal of Political Economy* 74, No. 2, 132-157
- Lira, R. (1978). Precios implícitos de características de viviendas en Santiago. *Cuaderno de Economía* 15, No. 44, 67-90

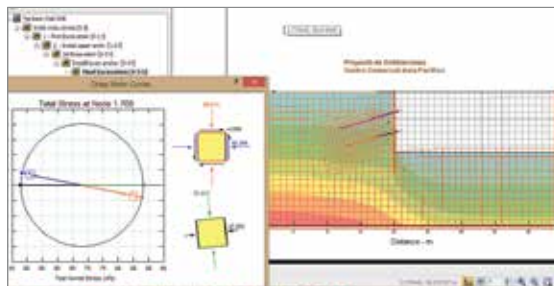
- Meloni, O. y Ruiz, F. (1998). Determinantes de los precios de mercado de los terrenos urbanos en San Miguel de Tucumán. Anales de la XXXII reunión anual de la Asociación Argentina de Economía Política, Mendoza, Argentina
- Moore, A.G., Selvaggi, M. y Caminos, J. (1999). Elaboración de índices de precios de propiedades. Una elaboración tasacional Gran Mendoza. Anales de la XXXII reunión anual de la Asociación Argentina de Economía Política, Rosario, Argentina
- Muth, R. (1969). *Cities and housing*. University of Chicago Press, Chicago
- Muth, R. (1961). The spatial structure of the housing market. Proceedings of the Regional Science Association, 207-219
- Palmquist, R.B. (1984). Estimating demand for the characteristics of housing. *The Review of Economics and Statistics* 66, No.3, 394-404
- Quiroga, B. (2005). Precios hedónicos para valoración de atributos de viviendas sociales en la Región Metropolitana de Santiago. Instituto de Economía, P. Universidad Católica de Chile
- Rogers, W. (2000). Errors in hedonic modeling regressions: compound indicator variables and omitted variables. *Appraisal Journal* 68(2), 208-213
- Rosen, S. (1974). Hedonic prices and implicit markets: product differentiation in pure competition. *The Journal of Political Economy* 82, No.1, 34-55
- Sagner, A. (2009). Determinantes del precio de viviendas en Chile. Documento de trabajo 549, Banco Central de Chile
- Sagner, A. (2011). Determinantes del precio de viviendas en la Región Metropolitana de Chile. *Trimestre Económico* 78, No. 4, 813-839
- Stumpf, M. y Torres, C. (1997). Estimación de modelos de precios hedónicos para alquileres residenciales. *Cuaderno de Economía* 34, No. 101, 71-86



# Laboratorio Especializado de Mecánica de Suelos



Laboratorio de Mecánica de Suelos



Estudios de Geotecnia



Estudios Geofísicos (DS N° 61)

## Investigación de Terreno

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

## Modelamiento Numérico

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

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

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

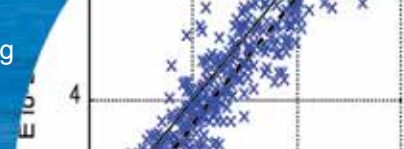
## Proyecto de Excavaciones, de Contención y Geotécnia (DS No 61)

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



Consultas e Información:

- [www.onegeotecnia.cl](http://www.onegeotecnia.cl)
- +562 2728-6233 +562 2736-3127
- [contacto@onegeotecnia.cl](mailto:contacto@onegeotecnia.cl)



# Analysis of three indirect methods for estimating the evapotranspiration in the agricultural zone of Chillán, Chile

Análisis de tres métodos indirectos de estimación de la evapotranspiración para la zona agrícola de Chillán, Chile

Fecha de entrega: 2 de noviembre 2015

Fecha de aceptación: 1 de abril 2016

María Jesús Bochetti<sup>1</sup>, Enrique Muñoz<sup>2</sup>, Pedro Tume<sup>2</sup> and Joan Bech<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Procter & Gamble Chile Limitada, Avenida Presidente Riesco 5335, piso 17, Las Condes, Santiago, Chile, [jesus.bochetti@gmail.com](mailto:jesus.bochetti@gmail.com)

<sup>2</sup> Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, Alonso de Ribera 2850, Concepción, Chile, [emunozo@ucsc.cl](mailto:emunozo@ucsc.cl), [ptume@ucsc.cl](mailto:ptume@ucsc.cl)

<sup>3</sup> Departamento de Astronomía y Meteorología, Universidad de Barcelona, Martí i Franques 1, Barcelona, Spain, [jbech@ub.edu](mailto:jbech@ub.edu)

*Three models for estimating the daily reference evapotranspiration  $ET_0$  are evaluated in the agricultural zone of Chillán, Chile: Penman-Monteith FAO PMF, Priestley-Taylor PT and Hargreaves-Samani HS. The daily  $ET_0$  values estimated through these methodologies are compared with the daily values of  $ET_0$  estimated from pan evaporation  $ET_0B$  data series obtained from meteorological stations of the Universidad de Concepción Campus Chillán and INIA Quilamapu, both located within Chillán's city limits. The comparison and analysis were performed with data covering a span of 13 years (1996 – 2008). Results indicate that the HS method systemically underestimates  $ET_0$  values, particularly during dry periods. Moreover, differences between the three methods quantified with Root Mean Squared Error RMSE and Relative Differences RD computed for different time periods (1, 3, 7 and 30 days) suggest that the PT method fits better the observations, being more adequate for the agricultural area of Chillán – weekly averages yield RMSE of 1.01 mm/day and RD of 32.8%.*

*Se evalúan tres modelos para la estimación de la evapotranspiración de referencia  $ET_0$  en la zona agrícola de Chillán, Chile: Penman-Monteith FAO PMF, Priestley-Taylor PT y Hargreaves-Samani HS. Valores diarios de  $ET_0$  estimados usando dichas metodologías son comparados con valores diarios de  $ET_0$  obtenidos a partir de datos de evaporación de bandeja  $ET_0B$  de las estaciones meteorológicas Universidad de Concepción Campus Chillán e INIA Quilamapu, ambas ubicadas en la ciudad de Chillán. El análisis se llevó a cabo para un rango de datos de 13 años (1996 – 2008). La comparación de las series temporales indica que el método HS subestima sistemáticamente los valores de  $ET_0$ , especialmente durante períodos secos. Además, el análisis comparativo de la Raíz del Error Cuadrático Medio RECM y las Diferencias Relativas DR entre los distintos métodos evaluado para diversas ventanas temporales (1, 3, 7 y 30 días), sugieren que el método PT resulta el más recomendable para la zona agrícola de Chillán – para promedios semanales se obtienen RECM de 1.01 mm/día y RD del 32.8%.*

**Keywords:** reference crop evapotranspiration, pan evaporation, Chillán–Chile

**Palabras clave:** evaporación de referencia, evaporación de bandeja, Chillán–Chile

## Introduction

Reference evapotranspiration  $ET_0$  is a key component in many hydrometeorological and agricultural studies and applications. It is used for urban and agricultural planning, irrigation planning, water balance studies, and agro-climatic zoning studies, among others (Samani, 2000; Droogers and Allen, 2002).  $ET_0$  is the most

important component in the quantification and estimation of agricultural water usage. The estimations of  $ET_0$  are widely used and required to define water needs for crops and are also required for designing and planning irrigation systems. These estimations are used both, in the planning process of these irrigation systems and in the management of water distribution of existing systems (Droogers and

Allen, 2002). Because of its importance in agriculture and because their values are essential to quantify the general water balance of a particular zone, it is critical to obtain the most accurate estimation of the amounts of real evapotranspiration  $ET_r$  and reference evapotranspiration (Hube, 1989; Sumner and Jacobs, 2005). The importance of evapotranspiration has triggered the development of satellite-based retrieval methods (Wang and Dickinson, 2012), such as the approach recently proposed by Sánchez *et al.* (2008) based on LANDSAT imagery. However, given the current limitations of those methods, there is still a need to use ground based data for practical applications such as in irrigation management of crops, particularly in arid or semi-arid environments with Mediterranean climate (Rana and Katerji, 2000). Currently there are different methods available to estimate  $ET_0$  from ground based automated observations. Therefore, evaluating these methods, knowing their advantages and limitations, their precision levels, and application limits, should be the first step before using them (Xiaoying and Erda, 2005).

There are many models based on meteorological data which allow estimating  $ET_0$  in different climates and geographical conditions. The Penman-Monteith FAO model PMF is generally presented as a standard model for estimating  $ET_0$  (Allen *et al.*, 1998). The main limitation of this model is the need of many meteorological data entries which limits its applicability in areas where data is less available, especially in developing countries. Some simpler models that use parameters or variables that are commonly measured in meteorological stations are more advisable to estimate  $ET_0$  in scarce-data areas (Tabari, 2009).

Among those simpler models to calculate  $ET_0$  are the Priestley-Taylor PT method (Priestley and Taylor, 1972), and the Hargreaves-Samani HS method (Samani, 2000; Hargreaves and Allen, 2003). The HS method is a simple method that only requires data such as temperature and latitude of the area of study. Chillán, Chile is an area of intense agricultural development and production with a significant availability of hydric resources, therefore an accurate  $ET_0$  estimation is necessary. The objective of this study is to evaluate the level of accuracy of the simpler and the traditional models in estimating the evapotranspiration in the area of Chillán in order to recommend an option that offers security in the estimation of this variable under the

scenarios of limited data availability.

## Materials and methods

### Study area and data

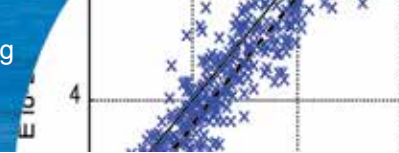
The agricultural area of Chillán has a temperate Mediterranean climate with a thermal regime characterized by an annual average temperature of 14°C, ranging from 28.8°C, in the hottest month (January), to 3.5°C in the coldest month (July). The hydric regime is characterized by an average annual precipitation of 1025 mm and a four month dry season (December-March). The month of July is typically the rainiest with an average rainfall of 217 mm (Novoa *et al.*, 1989). The Koepen-Geiger classification code of this area is Csb (Kotték *et al.*, 2006), *i.e.* warm temperate with dry and warm summer, a code typically associated to Mediterranean climate. The pan evaporation reaches 1308 mm per year, with a minimum of 7 mm in June, and a maximum of 260 mm in January. Daily meteorological data (air temperature, relative humidity, wind velocity, solar radiation, and pan evaporation) recorded between 1996 and 2008 was used for the study. The data was collected at the meteorological stations of Universidad de Concepción Campus Chillán (36°34'S, 72°06'W, 149 masl) and INIA-Quilmapu Chillán (36°32'S, 71°55'W, 217 masl). It is important to point out that there is a gap of solar radiation data between: *i*) January and March of 1996, and *ii*) April and November of 1997. Therefore, these periods were not included for the analysis in the discussion section for the Penman-Monteith FAO and Priestley-Taylor methods because they depend on the solar radiation data for  $ET_0$  estimations.

### $ET_0$ estimation methods

**Background and assumptions** (Savage *et al.*, 2009).

The transfer of water vapour between a surface and the atmosphere of the surface is a fundamental aspect of the water balance of a plant community. From a consideration of the simplified energy balance of a vegetable surface, in the absence of advection flux density and neglecting biochemical and physical storage by the canopy in comparison with other terms:

$$R_{net} + LE + H + S = 0 \quad (1)$$



where  $R_{net}$ ,  $LE$ ,  $H$  and  $S$  are the net irradiance, latent energy flux density, sensible heat flux density and soil heat flux density, respectively. All terms are in  $W/m^2$ . Combining the energy balance equation with the definition of the Bowen ratio (Bowen, 1926):

$$LE = \frac{-(R_{net} + S)}{1 + \beta} \quad (2)$$

and

$$LE = -\frac{\beta(R_{net} + S)}{1 + \beta} \quad (3)$$

where  $\beta \neq -1$ . When  $\beta \rightarrow -1$ , (2) and (3) cannot be applied and  $R_{net} + S \rightarrow 0$  in (1). Assuming similarity between the exchange coefficients for  $H$  and  $LE$ :

$$\beta = \frac{\gamma dT}{de} \quad (4)$$

where  $\gamma$  is the psychrometric constant in  $kPa/^\circ C$ ,  $dT$  is the profile air temperature difference in  $^\circ C$  and  $de$  is the profile water vapour pressure difference in  $kPa$ . Both differences are averaged, typically over 20 min. If, in (4),  $\beta = -1$ , then  $-de = \gamma dT$  or  $d\theta = de + \gamma dT = 0$  where the equivalent temperature  $\theta(K)$  is defined by:

$$\theta = T + \frac{e}{\gamma} \quad (5)$$

where  $T(K)$  is the air temperature and  $e$  in  $kPa$  is the water vapour pressure. The psychrometric constant may be written as  $c_p P / \epsilon L$  where  $c_p$  is the specific heat capacity of air at constant pressure in  $Jkg^{-1}^\circ C^{-1}$ ,  $P$  is the atmospheric pressure in  $kPa$ ,  $\epsilon = 0.622$  is the ratio of the molecular mass of water vapour to that of dry and  $L$  is the specific latent energy of vapourisation ( $\approx 2.45 MJkg^{-1}$  at  $20^\circ C$ ). When the Bowen ratio  $\beta = \gamma dT / de = (c_p P / \epsilon L) dT / de$  equals  $-1$ , then  $c_p dT + Ldq = 0$  in terms of specific humidity  $q$  ( $kgkg^{-1}$ ) =  $w / (1+w)$ , where mixing ratio  $w = \epsilon e / (P - e)$  or  $c_p dT + (\epsilon L / P) de = 0$  are in terms of water vapour pressure  $e$ . Noting that an adiabatic process is defined as one in which no energy is added or removed and considering what is referred to as a pseudoadiabatic process at constant pressure (a process used in meteorology), Byers (1974) showed that  $c_p dT + Ldq = 0$ . Hence, since  $\beta = -1$ , then  $c_p dT + Ldq = 0$ , the conditions under which  $\beta = -1$  are pseudoadiabatic and isobaric. For the application of (2) and (3), data collecting

during these conditions must be identified, excluded if necessary and replaced if possible. Such pseudoadiabatic conditions are depicted on the psychrometric chart by wet-bulb temperature isolines, since for such isolines  $de/dT = -\gamma$  or  $d\theta = 0$ . Furthermore  $\beta = -1$  implies  $H = -LE$  and therefore that the available energy is zero which corresponds to adiabatic conditions. Also, assuming adiabatic conditions prevail for which  $H + LE = 0$  and hence  $R_{net} + S = 0$  from (1),  $1 + \beta = 0$  is a possibility using (2).

**Penman Monteith FAO** (Allen *et al.*, 1998). The PMF method is a traditional and standard method. It uses terms such as *i*) the aerodynamic foliage resistance to relate the altitude of the meteorological instruments with the altitude of the crops, and *ii*) the stomatic resistance to the minimum transpiration, as a function of the type of crop and its altitude. In general terms, the following equation defines  $ET_o$  as the sum of evapotranspiration by radiation, plus the aerodynamic evapotranspiration, as shown in (6):

$$ET_o = \frac{0.408\Delta(R_n - G) + \gamma \frac{900}{T + 273} u_2 (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma(1 + 0.34u_2)} \quad (6)$$

where  $\Delta$  is the slope of the curve of saturation vapour pressure in  $kPa^\circ C^{-1}$  to the mean air temperature  $T$ ;  $R_n$  is the net radiation received over the surface or field being studied in  $MJm^{-2}day^{-1}$ , which is comprised by the short wave solar radiation  $R_{ns}$  minus the net long wave radiation  $R_{nl}$ , both in  $MJ/m^2day$ ;  $G$  is the heat flow or thermal flow from the floor in  $cal/m^2$ , which was considered negligible in this study because the magnitude of the heat wave under the surface of reference is very small;  $\gamma$  is the psychrometric constant in  $kPa^\circ C^{-1}$ ;  $u_2$  is the wind speed at 2 m high in  $m/s$ ; and  $(e_s - e_a)$  is the deficit of vapour pressure in  $kPa$ , which is determined by the difference between the vapour pressure saturation of the air  $e_s$  at temperature  $T$  minus the vapour pressure of the air mass  $e_a$  at a temperature  $T$ .

**Priestley-Taylor.** This method is a simplified version of the PMF, which proposes that reference evapotranspiration for a humid surface under conditions of minimum advection, is a function of  $\Delta$  and  $\gamma$  of the difference between the net radiation received by the soil minus the heat flow from it  $(R_n - G)$ , and of a non-dimensional empirical correction factor  $\alpha$ , which Priestly and Taylor (1972) estimated in the

range between 1.08 and 1.34, with a mean of 1.26 (value used in this study):

$$ET_o = \alpha \frac{\Delta}{\Delta + \gamma} (R_n - G) \quad (7)$$

**Hargreaves-Samani.** Samani (2000) and Hargreaves and Allen (2003) developed an expression to estimate  $ET_o$  as a function of the solar radiation that reaches the ground level and the mean temperature of the air, which is defined as follows:

$$ET_o = \beta \alpha R_a \sqrt{TD} (T_{mean} + 17.8) \quad (8)$$

where  $\beta$  is an adjustment coefficient of the equation, which varies according to the area where it is used;  $\alpha$  is an empirical coefficient which can be estimated as a function of the difference between the maximum and minimum daily temperature  $TD$  in  $^{\circ}C$ ;  $R_a$  is the net radiation received at the highest level of the atmosphere over the study area in  $MJ/m^2/day$ , and  $T_{mean}$  is the mean daily temperature in  $^{\circ}C$  in the area analyzed. The estimation of  $\alpha$  and  $\beta$  was done using daily measures of radiation and temperature. These values were previously estimated by Mercado (2006) as  $\alpha = 0.144$  and  $\beta = 0.0124$ .

### Analysis of the different methods results

Once estimated the daily  $ET_o$  according to the methods described above and for the period 1996 – 2008, the  $ET_o$  moving averages were calculated for periods of 30, 7, and 3 days. Then the moving averages of same time frames were compared with the reference evapotranspiration series, obtained from pan evaporation data  $ET_oB$ , and using a pan coefficient of 0.85 (Mercado, 2006), which was estimated for the zone as a constant for the year. In order to complement the analysis and validate the methods, the differences between the  $ET_o$  estimated using a particular method  $X_e$  and the  $ET_oB$  values  $X_o$  (used as the benchmark) were quantified. The measurements used to evaluate the differences between series were the Root Mean Squared Error RMSE and the Relative Difference RD, expressions (9) and (10) respectively.

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (X_e - X_o)^2} \quad (9)$$

$$RD = \frac{RMSE}{X_o} 100 \quad (10)$$

where  $N$  is the number of data within the series and  $\bar{X}_o$  is the average of  $ET_oB$  series.

## Results and discussion

Firstly, a graphical comparison was performed for the daily  $ET_o$  series obtained from the methods PMF, PT, and HS, with the  $ET_oB$  series from pan evaporation used as benchmark (Figure 1). It shows how the HS method tends to underestimate the  $ET_o$  values, especially during dry season (boreal summer, December to March). The PMF and PT methods present better results, but with a slight tendency to underestimate (PT method) and overestimate (PMF) the  $ET_o$  values. Tabari (2009) presented similar results for a cold-humid region in Iran with annual precipitation of 1359 mm and an average temperature of  $16^{\circ}C$ , similar to the zone in this study, where the author observed that the HS method was the least accurate in relation to the reference values for the study area. In addition, these results are consistent with the ones reported by Jensen *et al.* (1990), Amatya *et al.* (1995), and Trajkovic and Kolakovic (2009), where the method HS was observed and defined as deficient for humid zones.

Further insight can be obtained by examining the differences between  $ET_o$  estimated values from each method and the  $ET_oB$  data series quantified for different moving averages (Table 1). Additionally, for the 7-day moving average, scatter plots are shown with a linear regression analysis between  $ET_o$  and  $ET_oB$  for each method and for three different periods: *i*) the whole year, *ii*) the irrigation season (October-March), and *iii*) the humid season (April-Septembre). On one hand, quantifying the differences using moving averages allows us to compare the methods through statistical parameters (Salas *et al.*, 1980), while scatter plots and regression analysis allows us to evaluate the quality of the methods being studied. Therefore, precise estimations should result in a linear correlation with 1:1 slope and a high correlation coefficient, while a deficient method should vary away from the 1:1 slope and/or present a lower correlation coefficient, indicating more dispersion and uncertainty in estimations.

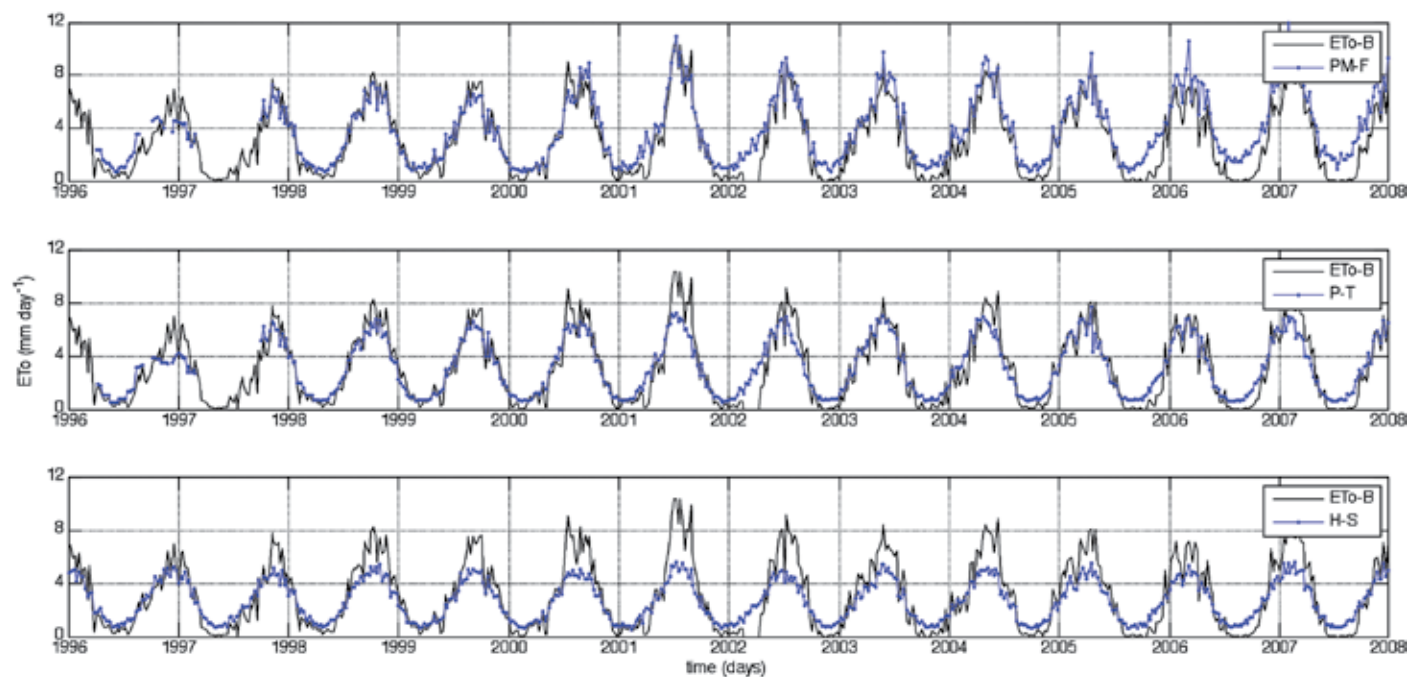


Figure 1: Comparison of pan evaporation observed  $ET_o$  (black line) versus estimated  $ET_o$  (blue line) by three different methods: Penman Monteith FAO PMF, Priestley-Taylor PT and Hargreaves-Samani HS at Chillán, Chile during the 1996 to 2008 period.

Table 1 shows that when increasing the time length of moving averages, the quality of  $ET_o$  values improves for the three methods being studied, suggesting that the errors in the  $ET_o$  estimation and the variability within the series tends to be compensated with larger temporal length of evaluation. This is logical because as the time length increases, the local effects are reduced, and the temporal variability, not included into the equations, or not measured by the instruments, is smoothed.

Table 1: Differences between estimated  $ET_o$  values by different methods with the  $ET_oB$  for different moving averages. RMSE: Root Mean Squared Error, RD: Relative differences of the Penman Monteith – FAO PMF, Priestley-Taylor PT, and Hargreaves-Samani HS methods for estimating reference evapotranspiration.

Mobile days	PMF		PT		HS	
	RMSE mm/day	RD %	RMSE mm/day	RD %	RMSE mm/day	RD %
30	1.07	34.7	1.04	33.8	1.19	38.8
7	1.22	39.7	1.01	32.8	1.36	44.6
3	1.26	40.9	1.17	37.9	1.49	48.3
1	1.47	47.8	1.41	46.0	1.67	54.3

From the analysis of values and figures of RMSE and

RD, it can be concluded that the RMSE values for the HS method are the result of an underestimation of  $ET_o$ , becoming the model with the values that are the furthest from the benchmark. The PMF and PT methods present better goodness of fit values, but the PT model presents the smallest differences in relation to the  $ET_oB$  values (Table 1).

The regression analysis presented in Figure 2 reveals that the HS method underestimates the  $ET_o$  for reference values above 2 mm/day, and it overestimates  $ET_o$  for values below 2 mm/day (Figure 2c). Such differences are more noticeable for the humid period and slightly reduced for the irrigation period (see slope of the linear regression in Figure 2f and 2i respectively). However the differences are still important in comparison to the  $ET_oB$  values. A similar behaviour, but with a slope closer to 1:1, can be observed with the PT method and for the whole period under analysis (Figure 2b). The PT method underestimates for values above 3.5 mm/day and overestimates for values below 3.5 mm/day. This trend was also reported for humid zones by George *et al.* (2002) and Tabari *et al.* (2013). On the other hand, the PMF method presents a more logic behaviour (1:1 slope), but with the disadvantage of an offset in the regression curve, indicating a tendency to overestimate the  $ET_o$  values by an average of 0.8 mm (Figure 2a).

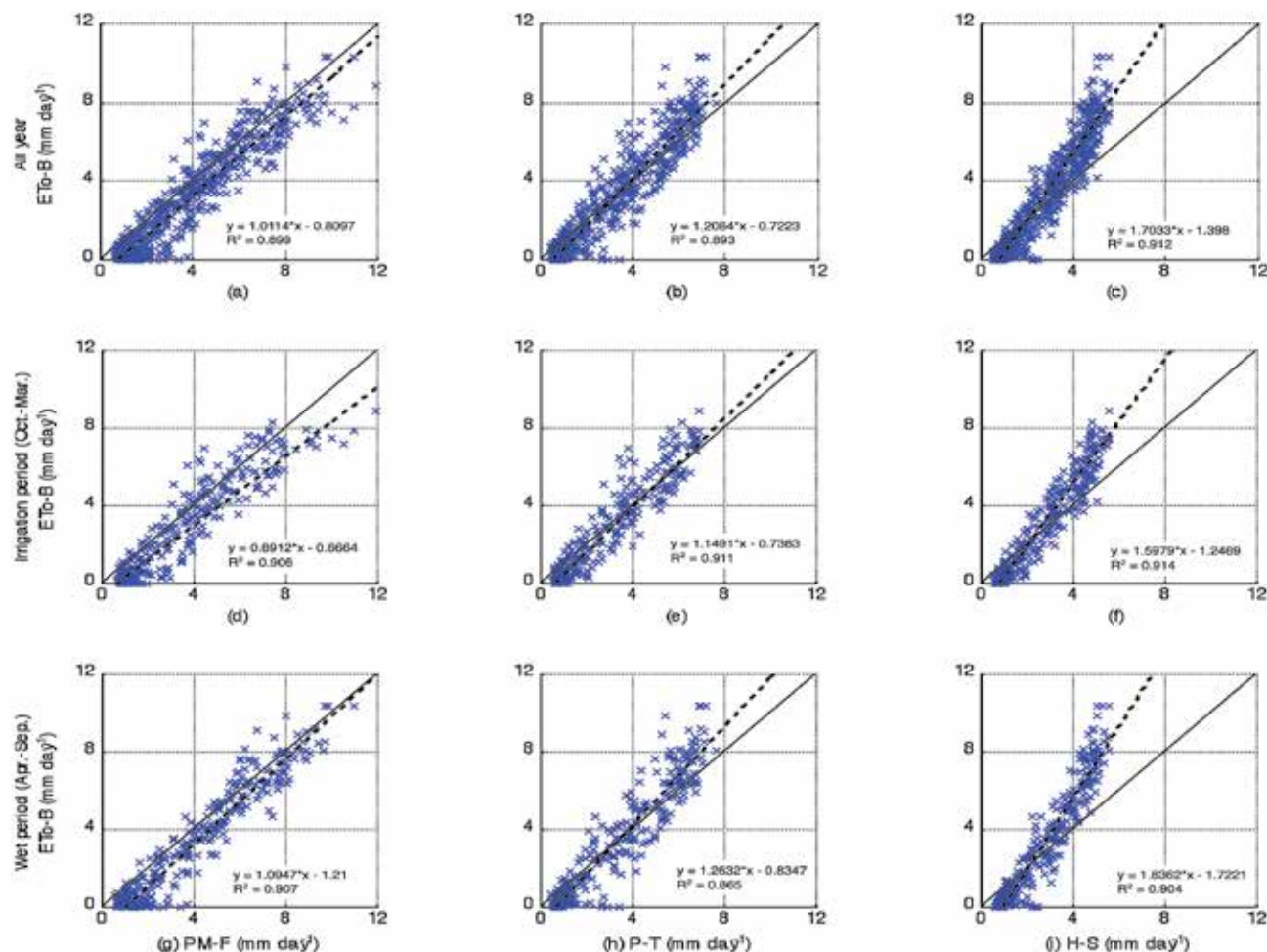


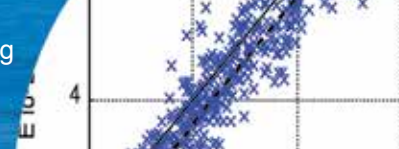
Figure 2: Scatter plots of observed pan evaporation  $ET_o$  versus estimated  $ET_o$  with three methods and for three periods. Top row show results for the whole year, the middle row for the irrigation season (October-March) and the bottom row for the wet season (April-September). Left column show results for the Penman Monteith FAO PMF, the central column for the Priestley-Taylor PT, and the right column for the Hargreaves-Samani HS methods.

For the irrigation season the PT method appear to be better than the PMF method since the regression is more close to the 1:1 slope and lesser dispersion in the results is observed (Figure 2d and 2e). These results suggest that the PMF method is better if  $ET_o$  values are intended to estimate for the whole year, however if more precision is required for the irrigation season, PT seems to be more adequate. When analyzing only the determination coefficient  $R^2$ , it is observed that the best correlation is obtained with the HS method (Figure 2c,  $R^2 = 0.912$ ). However, when complementing this result with the prior analysis it can be concluded that the method presents a smaller dispersion in relation to the  $ET_o$  values. In other words, this method reproduces the temporal variability in a better way than the other methods but with a higher deviation from the benchmark values, which suggests that this method is

inadequate for  $ET_o$  estimation in the area of Chillán. Comparing the PMF and PT methods with benchmark data, it is clear that PMF presents better scores (in terms of  $R^2$  and RMSE) than the PT. However, PT presents smaller relative differences. Furthermore, considering that the series of data used as benchmark contains a great number of zeroes during periods where there was no registered pan evaporation due to rain (see Figure 1 during winter seasons, and Figure 2 in the  $ET_o$  axis), there should be a deviation in the slope of the regression curves that is only observed in the PT method, making it the most representative of the evaporation processes for the Chillán area.

## Conclusions

The comparison between PMF, PT and HS methods with the reference evapotranspiration values obtained from pan



evaporation shows that the PT and PMF methods present the better adjustments to the reference evapotranspiration values than the HS method for the agricultural area of Chillán. Evaluating comparative differences between the PMF and PT methods was observed that the PT presented the smallest relative differences and an expected and realistic behaviour in the  $ET_0$  estimations, and moreover showed the closest estimation of  $ET_0$  values for the irrigation season. Therefore, the PT method can be prescribed as the most adequate for estimating  $ET_0$  for the agricultural area of Chillán. In order to obtain more precise results, it is necessary to incorporate a correction factor to the pan evaporation series, in particular for those periods where the measured values were 0 mm. This problem is observed on rainy days, where the evaporation pan registers the difference between evaporation and precipitation instead of the real evaporation generating values close to 0. This alters the results, and could be observed on slopes above 1 and/or displacement of the regression curve.

## Acknowledgements

The authors would like to thank to the Instituto Nacional de Investigaciones Agropecuarias INIA-Quilamapu, and to Dr. Octavio Lagos from the Department of Water Resources of Universidad de Concepción, for providing the data for this study. This project has been partially founded by the Project CENSOR, EC-INCO-CT2004-511071.

## References

Allen, R., Pereira, L., Raes, D. and Smith, M. (1998). Crop evapotranspiration - Guidelines for computing crop water requirements. FAO Irrigation and Drainage paper 56, UN-FAO, Rome 300(9), D05109

Amatya, D.M., Skaggs, R.W., Gregory, J.D. (1995). Comparison of methods for estimating REF-ET. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering* **121**(6), 427-435

Bowen, I.S. (1926). The ratio of heat losses by conduction and by evaporation from any water surface. *Physical Review* **27**(6), 779-787

Byers, H.R. (1974). *General Meteorology*. 4<sup>th</sup> ed. McGraw Hill, New York

Droogers, P. and Allen, R. (2002). Estimating reference evapotranspiration under inaccurate data conditions. *Irrigation and Drainage Systems* **16**(1), 33-45

George, B.A., Reddy, B.R.S., Raghuwanshi, N.S. and Wallender, W. (2002). Decision support system for estimating reference evapotranspiration. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering* **128**(1), 1-10

Hargreaves, G. and Allen, R. (2003). History and evaluation of Hargreaves evapotranspiration equation. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering* **129**(1), 53-63

Hube, G. (1989). *El fenómeno de la evapotranspiración en la cuenca del Bío Bío*. Master thesis, Universidad de Concepción

Jensen, M.E., Burman, R.D. and Allen, R.G. (1990). Evapotranspiration and irrigation water requirements. ASCE Manual 70:332-333

Kotttek, M., Grieser, J., Beck, C., Rudolf, B. and Rubel, F. (2006). World map of the Köppen-Geiger climate classification updated. *Meteorologische Zeitschrift* **15**(3), 259-263

Mercado, G. (2006). *Estimación de la evapotranspiración de referencia utilizando información de temperatura del aire*. Master thesis, Universidad de Concepción

Novoa, R., Villaseca, S., Del Canto, P., Rouanet, J., Sierra, C. y Del Pozo, A. (1989). Mapa Agroclimático de Chile. Instituto de Investigaciones Agropecuarias, Santiago, Chile

Priestley, C. and Taylor, R. (1972). On the assessment of surface heat flux and evaporation using large scale parameters. *Monthly Weather Review* **100**(2), 81-92

Rana, G. and Katerji, N. (2000). Measurement and estimation of actual evapotranspiration in the field under Mediterranean climate: a review. *European Journal of Agronomy* **13**(2), 125-153

Salas, J.D., Delleur, J.W., Yevjevich, V. and Lane W.L. (1980). *Applied modeling of hydrological time series*. Water Resources Publications, Michigan, USA

Samani, Z. (2000). Estimating solar radiation and evapotranspiration using minimum climatological data. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering* **126**(4), 265-267

Sánchez, J.M., Caselles, V. and Scavone, G. (2008). Merging micro-meteorology and Landsat imagery to monitor daily evapotranspiration at a regional scale. *Tethys* **5**, 37-46

Savage, M.J., Everson C.S. and Meterlerkamp, B.R. (2009). Bowen ratio evaporation measurement in a remote montane grassland: data integrity and fluxes. *Journal of Hydrology* **376**(1), 249-260



Sumner, D. and Jacobs, J. (2005). Utility of Penman-Monteith, Priestley-Taylor, reference evapotranspiration, and pan evaporation methods to estimate pasture evapotranspiration. *Journal of Hydrology* **308**(1): 81-104

Tabari, H. (2009). Evaluation of reference crop evapotranspiration equations in various climates. *Water Resources Management* **24**(10), 2311–2337

Tabari, H., Grismer, M.E. and Trajkovic, S. (2013). Comparative analysis of 31 reference evapotranspiration methods under humid conditions. *Irrigation Science* **31**(2), 107-117

Trajkovic, S. and Kolakovic, S. (2009). Evaluation of reference evapotranspiration equations under humid conditions. *Water Resources Management* **23**(14), 3057–3067

Wang, K. and Dickinson, R.E. (2012). A review of global terrestrial evapotranspiration: Observation, modeling, climatology, and climatic variability. *Reviews of Geophysics* **50**(2):RG2005, 1-54

Xiaoying, L. and Erda, L. (2005). Performance of the Priestley-Taylor equation in the semiarid climate of North China. *Agricultural Water Management* **71**(1), 1–17



**SOENCO**  
SOLUCIONES GEOTÉCNICAS



**Soluciones Geotécnicas**  
**Obras Civiles**  
**Montaje Industrial**

Teléfono: 41 2139 231

Dirección: Jaime Repullo 326,  
Talcahuano - CHILE

[info@soenco.cl](mailto:info@soenco.cl)  
[www.soenco.cl](http://www.soenco.cl)

## Academic Position in Engineering Geology



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

Further questions please contact  
Dr. Sanhueza ([franksanhueza@ucsc.cl](mailto:franksanhueza@ucsc.cl)) or  
Dr. Villalobos ([avillalobos@ucsc.cl](mailto:avillalobos@ucsc.cl))



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

Facultad de Ingeniería - Departamento de Ingeniería Civil  
Alonso de Ribera 2850 - Concepción - Chile  
56 41 2345346 / 56 41 2345566

SONDAJES MARITIMOS  
 SONDAJES LAB  
 GEO SOIL LAB  
 NAPA  
 HIDRAULICA  
 POROS  
 MECANICA

INGENIERIA  
 HORMIGÓN  
 SUELO  
 ISO 9001:2008  
 GEOTECNIA  
 VACÍOS  
 PERFORACIÓN



Geo Soil Drill es una empresa que se encuentra en el rubro de mecánica de suelos, especializándose en sondajes geotécnicos y marítimos, opera desde el año 2004 y en 2012 obtuvo la certificación de iso9001:2008. Actualmente la empresa es líder en la región basando su principal fortaleza en la vasta experiencia de su personal. Actualmente se está trabajando en el proceso de acreditación e implementación de laboratorio de mecánica de suelos y de ensayos de hormigón llamado Geo Soil Lab ubicado en calle Los Onas en la comuna de Coronel.



Contacto:  
 Tel. 41-228 3779 | Cel. 8219 6856 | Web [www.geosoildrill.cl](http://www.geosoildrill.cl)  
 Gerencia: [lparra@vtr.net](mailto:lparra@vtr.net) | Subgerencia: [b.pilar@geosoildrill.cl](mailto:b.pilar@geosoildrill.cl) | Jefe Técnico: [p.bello@geosoildrill.cl](mailto:p.bello@geosoildrill.cl)



## Gian Mario Giuliano Morbelli Ingeniero Civil 1953 –2015

El profesor Gian Mario Giuliano Morbelli nació en Santiago el 20 de abril del año 1953, hijo de italianos del Piamonte, una hermosa región montañosa del noreste de Italia, de donde venían sus padres Hugo Giuliano de la ciudad de Ciglione y Augusta Morbelli de la ciudad de Acqui Terme. Mario nació en Santiago en Ñuñoa donde pasó su niñez. Ingreso al Instituto Luis Campino en Santiago donde cursó hasta tercero de humanidades. El año 1968 se traslada a Concepción siguiendo a su hermano Bernardo que se había venido a vivir a esta ciudad e ingresa al colegio Instituto de Humanidades donde cursa sus últimos tres años de colegio. Luego sus padres, el año 1970 cuando Mario termina el colegio, llegan a Concepción y se radican aquí, atraídos por sus hijos donde finalmente echan raíces, entre Quillón y Concepción. Su familia, especialmente su madre, era muy católica y por cosas del destino su casa colindaba con el convento de la orden de los Dominicos, donde siempre colaboró ayudándolos en actividades internas propias del convento. Por esa cercanía y por lo sociable que era Mario, conoció a mucha gente y tuvo la oportunidad de participar de muchas tertulias en compañía de seminaristas, fue allí donde hizo grandes amigos que lo acompañarían toda su vida en especial el padre José Luís Santerbas, que integró su familia.

En una decisión difícil, si estudiar arquitectura o ingeniería, Mario ingresa el año 1971 a la Universidad de Concepción a estudiar Ingeniería Mecánica, pero al poco andar en el año 1972 se cambia a Ingeniería Civil, ya que justamente ese año se había creado la carrera. Junto a otros 3 compañeros, Manuel Mondrus, Patricio Maturana y Jorge Iriart; eran los primeros estudiantes de Ingeniería Civil de la Universidad de Concepción. Cuando pasaban por los pasillos los mirábamos con mucho respeto, pues eran de cursos superiores y se codeaban con los profesores quienes eran en esos tiempos muy estrictos. Fueron de los primeros alumnos que comenzaron a tener contactos con computadores y con la programación de códigos para el análisis de estructuras. Aún tengo el

recuerdo cuando Mario era ayudante de nuestro curso de Estructuras Metálicas, entraba fumando un cigarro como se estilaba en esos tiempos y daba sus clases guiado por el conocimiento que les iban transmitiendo los ingenieros Rafael Calderón y Álvaro Pulgar con quienes trabajó como ingeniero ayudante y de los cuales decía con orgullo haber sido iniciado en la ingeniería aplicada. Mario siempre recordaba al Profesor Cescotto, profesor belga que enseñaba estructuras en el Departamento de Ingeniería Civil, invitado en el marco de un convenio que tenía la Facultad de Ingeniería con la universidad de Lieja, del cual estaba orgulloso de haber aprendido con una tremenda rigurosidad y exigencia y que él también transmitía a sus alumnos. Realiza su primera práctica profesional en CAP del 6 de enero al 14 de febrero de 1975. Mario fue el primer egresado de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad de Concepción en recibir el título, su memoria fue en el área de estructuras y el tema que desarrolló era “Estudio de alternativas de estructuración en acero en el centro distribuidor de productos agropecuarios”. Se tituló el 17 de febrero de 1978 y fue el primer egresado de la Universidad de Concepción en ingresar a la planta académica del Departamento de Ingeniería Civil, donde fue profesor e investigador toda su vida. En ese momento el Departamento de Ingeniería Civil tenía una orientación fundamentalmente estructural, llegando a tener una planta de 9 profesores con esa formación.

En el año 1979 Mario Giuliano contrae matrimonio con Ana María Bilbao, Anita como el la llamaba. Mario y Anita formaron una hermosa familia junto a sus hijos Magdalena, Gian Carlo y Franco y a su querida nieta Agustina de los cuales estaba muy orgulloso. Tenía un grupo de amigos íntimos que se fueron uniendo gracias a sus hijos que iban al mismo colegio y que como decía él, formaban parte de su familia y los disfrutó por muchos años y ellos lo acompañaron siempre y en todo momento. Como buen italiano era muy apegado a la familia. Mario era muy orgulloso de sus orígenes italianos de la región del Piamonte, me contaba que había aprendido antes del español y del italiano el dialecto del Piamonte enseñado por sus padres. Sin embargo, él se enraizó en la zona de Concepción, argumentando que era un buen lugar para mantener una vida familiar, y así se convirtió en un penquista de tomo y lomo. Pero para todos los que lo conocimos sabemos que era italiano en lo más profundo.

Además de profesor, ocupó en algún momento el cargo de jefe de carrera en el Departamento, todos sabemos el compromiso que este cargo significa con el Departamento y con los alumnos. En los años 1993 y 1994, haciendo uso de un permiso institucional, fue llamado a asumir el cargo de decano de la Facultad de Ingeniería en la Universidad Católica de la Santísima Concepción, donde desarrolló compromisos de gestión y administración universitaria.

Mario fue profesor de las asignaturas de Estática Aplicada, Mecánica de Sólidos, Análisis de Estructuras, Hormigón Armado, Estructuras Metálicas, Proyecto de Hormigón, Estructuras de Madera, Diseño Sismorresistente enseñando a muchas generaciones de ingenieros, cerca de 1400 alumnos cursaron sus asignaturas. Fue el patrocinante de muchísimas memorias, todas ellas orientadas a encontrar una aplicación en el mundo real. Era muy típico de Mario demostrarles a los alumnos de sus equivocaciones en sofisticados análisis computacionales mediante simples cálculos manuales. Puedo dar fe de su gran conocimiento en diversas áreas temáticas del área de las estructuras, muy riguroso en la teoría y con gran pragmatismo para dar solución a problemas complejos del mundo real. Era inquieto, siempre creando nuevas ideas con las cuales entusiasmaba a alumnos para desarrollarlas en memorias muchas de las cuales fueron en el ámbito experimental, podemos decir que era un Ingeniero Civil que amaba su profesión. Incentivaba a los alumnos a participar en concursos externos, donde algunos de ellos recibieron el primer lugar. Fue profesor invitado en las universidades de Padova en Italia, Universidad de Neubrandenburg en Alemania, de la Pontificia Universidad Javeriana en Colombia y de muchas otras.

Todos los que lo conocimos sabemos lo alegre y optimista que era Mario y como irradiaba esa alegría a quienes lo rodeaban. Sus risas se escuchaban en todo el edificio, era fácil saber en que oficina se encontraba, por lo general revoloteaba por todos los espacios para conversar temas atingentes, pero que no le quitaba la oportunidad de contar más de un chiste. Tuve la suerte de ser primero su alumno cuando él era ayudante, luego amigo y socios. En la Universidad de Concepción desarrollamos conjuntamente proyectos de investigación en el ámbito de la madera en temas relacionados con puentes de madera y edificaciones de madera en altura y compartimos muchas actividades

académicas, ya sea en comisiones u organizando congresos. El primer congreso para estructuras de madera en Chile fue organizado bajo la dirección del profesor Giuliano, entregó para ello mucha energía. La inauguración de ese congreso fue realizada en el auditorio Salvador Gálvez de la Universidad de Concepción. Era un gran apasionado de la madera y se fue formando de manera autodidacta, siempre recordaba a dos personas que lo habían inspirado a aprender estructuras en madera, eran el profesor Vicente Pérez de la Universidad de Santiago y el profesor Mario Wagner de la Universidad de Chile. Son pocas las universidades que tienen en su programa la enseñanza de estructuras de madera, aunque esto ha ido cambiando paulatinamente y se ha comenzado a despertar el interés por este noble material.

Tuvimos la suerte de participar juntos en varios congresos internacionales, conociendo lugares maravillosos de esta tierra, y disfrutando de sabores exóticos. Al lugar que llegábamos, tan lejos como Malasia o algo más cerca como Montevideo en Uruguay, siempre se acercaba alguien que lo conocía a saludarlo, por su temperamento italiano alegre siempre quedaba en la memoria de quienes lo conocían y siempre fue considerado como el referente para el diseño de estructuras en madera que venía de Chile. De prestigiosos centros para la investigación en estructuras de madera como de las Universidades de Coimbra en Portugal, San Paulo en Brasil y de Washington, sus amigos João Negrão, Carlitos Calil Junior y Daniel Dolan expresaron sus condolencias manifestando mucho dolor por la pérdida de este gran amigo, profesor e investigador apasionado para enseñar, así como muchos otros. El profesor Giuliano visitó esos centros de investigación en más de una oportunidad.

Como docente en el área de la madera fue un profesor destacado enseñando por generaciones a alumnos donde les transmitía su fascinación por este material. Formó parte de la presidencia de grupo para definir la enseñanza de la madera en las carreras de ingeniería en Chile integrado en la CORMA. El profesor Mario Giuliano conformaba con frecuencia los directorios de congresos internacionales, ahora último integraba el comité para jornadas mundiales de ingeniería antisísmica que se realizarán en Chile el año 2017. Dictó charlas y conferencias sobre el uso de la madera en puentes y en edificaciones, sobre su comportamiento estático y cíclico. Fue director del proyecto CORFO-

Innova donde se construyeron 5 puentes de madera tensada, culminando con una propuesta de norma para ser ingresada al manual de carreteras. Mario fue considerado como especialista en peritajes estructurales, consultor de proyectos, fue director de muchos proyectos de asistencia técnica en el Instituto de Investigaciones Tecnológicas IIT de la Universidad de Concepción. Pero además de la madera enseñó también toda su vida las asignaturas de Hormigón Armado, tenía gran conocimiento de este material y de las normas y cuando se trataba de proyectos de edificios era uno de los profesionales más preparados que he conocido. Fue miembro del comité técnico de la norma NCh 2123, Albañilería confinada (1995 al 1999) y de la norma NCh 433, Diseño sísmico de edificios (1995 al 1998). Fue presidente de la comisión de Ingeniería del Centro de Transferencia Tecnológica CTT de CORMA del 2004 a la fecha. Desde la Universidad de Padova en Italia, donde realizó más de una pasantía junto al profesor Roberto Gori, trajo a Chile la metodología para evaluar la vulnerabilidad de las construcciones. Junto a muchos alumnos dirigió el levantamiento de información de los edificios más importantes de Concepción, más de 300 edificios cuentan con su índice de vulnerabilidad, que en definitiva es un índice de la calidad de la edificación para enfrentar terremotos. El profesor Giuliano fue presidente regional de ACHISINA (Asociación Chilena de Ingeniería Antisísmica). Muchos de sus integrantes eran amigos de Mario y han manifestado su dolor por su deceso el 26 de diciembre del año 2015. El mensaje enviado por ACHISINA se puede resumir en: gracias Mario por aportar con pasión en la formación de Ingenieros Civiles, perfeccionamiento en el desarrollo de la ingeniería sísmica en Chile y tu constante apoyo a ACHISINA. Mario fue presidente del Capítulo de ACHISINA en Concepción desde muchos años hasta ahora.

Pero Mario también tenía muchas otras aficiones, era un excelente chef de la cocina, conocimiento y aprendizaje heredado de sus padres. Su padre fundó junto a otro coterráneo que provenía de su mismo pueblo, Ciglione, la primera pizzería de Santiago, la pizzería Martini que quedaba en Alameda con Mac Iver. Su madre en casa cocinaba de mil maravillas con esos sabores de la bella Italia y con quien Mario tenía gran cercanía, aprendiendo esas tradiciones de Italia de las cuales se sentía orgulloso. Mario podía preparar con los ingredientes que pillaba a

mano platos deliciosos, afición que también heredó a sus hijos. Pudimos junto a muchos amigos probar la calidad de sus platos. En Quillón, la familia tiene una parcela que Mario había heredado de sus padres, una vez al año Mario organizaba la fiesta de la vendimia donde todos sus invitados participaban recolectando la uva, era como una ceremonia que lo acercaba a Italia. Luego había un gran asado donde se disfrutaban los mostos del año anterior. Mario fue una persona muy católica, devoto de la Virgen María; con valores y ética inquebrantables en todos los ámbitos de su vida. La gente que lo conoció poco, solo veía risas y alegría, pero los que pudimos conocerlo mejor, podemos dar fe de su rectitud por la vida. Cuando se trataba de pasarlo bien él estaba siempre ahí con su temperamento de italiano alegre, pero no tenía problema alguno para dar a conocer su desagrado cuando algo no le parecía o pensaba que no estaba en lo correcto. Mario fue una persona muy culta, amante de los libros de historia, filosofía, de arte y de ficción. Le encantaba la música, el jazz era una gran pasión que tenía y que la compartía con su hijo Gian Carlo cuando venía algún grupo a Concepción. También amante del cine, con su gran filmoteca de películas que tenía disfrutaba junto a sus amigos más cercanos de ese arte. Era muy buen conversador y tenía mucho conocimiento, lo que le permitía entablar cualquier conversación con un muy buen nivel. Entretenido para contar chistes y muy franco para decir las cosas que no eran de su gusto. Tenía la habilidad de poder consensuar de manera muy inteligente situaciones de conflicto que típicamente se originan cuando en reuniones las discusiones se acaloraban, tratando de buscar soluciones concretas a los problemas presentando siempre una salida. Tenía un temperamento italiano que lo hizo famoso entre sus alumnos, algunos se asustaban en sus clases, pero al conocerlo le perdían el miedo y luego agradecían haber podido trabajar con él. Mario siempre entregaba mensajes a los alumnos que tenían que ver con la responsabilidad, perseverancia y rectitud, como debían enfrentar la vida, les daba mucho tiempo conversando en su oficina de muchos otros temas, pero siempre orientándolos y dándoles lecciones de vida.

Creo que todos los que acompañamos a Mario durante el desarrollo de su enfermedad pudimos admirar el valor como la enfrentó. Ayudado de su fe hacia Dios siempre lo vimos tranquilo e incluso nos daba consejos de las cosas que conversábamos. Deseo resaltar durante ese tiempo su gran

optimismo que nos transmitía y ganas de seguir trabajando; aprovechó en su casa, durante su licencia, de enseñar a uno de nuestros alumnos su curso de estructuras de madera y recibía a otros para aclarar dudas de diversas índoles. Me contó que estaba muy entusiasmado preparando un curso de estructuras de acero, temática que también dominaba por sus años como jefe de proyecto en la empresa RFA.

Todos los que lo conocimos y fuimos sus amigos estamos convencidos que el Departamento de Ingeniería Civil ha perdido a uno de sus grandes profesores y muchos de nosotros a un gran amigo y compañero, pero así es la vida y todos deberemos partir algún día. Uno de sus grandes

legados que nos ha dejado es el interés por investigar en el ámbito de las estructuras de madera, interés que se fue contagiando en muchos de nosotros y en nuestros alumnos. Siempre les decía a los alumnos que en la vida nada es de regalo, todo se debe lograr con mucho esfuerzo y que no vale la pena amargarse por cosas materiales. Extrañaremos su optimismo, alegría y pasión por enseñar.

Dr. Peter Dechent  
Profesor Departamento de Ingeniería Civil,  
Universidad de Concepción

## Selección de publicaciones

Dechent, P., Giuliano, M., Silva, R. y Salazar, J.C. (2014). Factores de desempeño sísmico para un diseño óptimo de edificios de madera de mediana altura. *XXXVI Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, Montevideo, Uruguay

Echaveguren, T., Dechent, P., Giuliano, M. and Sepulveda, J. (2013). Proposal of a condition index for maintenance of runway beams. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings* **166**, Issue SB1, 1-11

Figueroa, M., Bustos, C., Dechent, P., Reyes, L., Cloutier, A. y Giuliano, M. (2012). Análisis del comportamiento reológico y termohigromecánico en probetas de tableros tensados de madera para puentes a condiciones ambientales variables. *Maderas, Ciencia y Tecnología* **14**(3), 303-319

Franch, K.A.G., Giuliano, G.M., Astroza, M.A. and Gori, R.E. (2008). A seismic vulnerability index for confined masonry shear wall buildings and a relationship with the damage. *Engineering Structures* **30**(10), 2605-2612

Dolan, J.D., Dechent, P., and Giuliano, G. M. (2008). Comparison of Chilean and US seismic design provisions for timber structures. *Proceedings of the 51st International Convention of Society of Wood Science and Technology*, Concepción, Chile

Giuliano, M. y Dechent, P. (2008). Puente con tablero de madera tensada, único en su especie. *Revista BIT* **59**, 114 -119

Giuliano, M., Dechent, P. y Valenzuela, M. (2005). Daños del sismo de Iquique. *Revista del Colegio de Ingenieros de Chile* **176**, 15-17.

Giuliano, M., Dechent, P. and Cendoya, P. (2004). Experimental calibration of rigidity parameters in stress-laminated decks. *8th World Conference on Timber Engineering*, June 14, Lahti, Finland

Giuliano, M., Dechent, P. y Quiroz, S. (2004). Investigación experimental de módulos de elasticidad transversal en puentes tensados de madera *Pinus Radiata*. IX *Encontro Brasileiro em Madeiras e em Estruturas de Madeira*, Cuiabá

Giuliano, M., Dechent, P. y Arriagada, I. (2004). Investigación experimental de módulos de elasticidad longitudinal en puentes tensados de madera *Pinus Radiata*. IX *Encontro Brasileiro em Madeiras e em Estruturas de Madeira*, Cuiabá

Dechent, P., Giuliano, M. and Salgado, M. (2002). Hysteretic model of bolted joints. *7th World Conference on Timber Engineering*, Malasya

Giuliano, M., Dechent, P., Valenzuela, L. y Salgado, M. (2002). Consideraciones de diseño de los puentes postensados en madera. *Seminario Internacional Uso de la Madera en el Quehacer Vial*, Santiago, Chile

Giuliano, M., Dechent, P., Valenzuela, L. y Salgado, M. (2002). Puentes de madera con tableros postensados. *6° Congreso Internacional PROVIAL 2002, Gestión y Desarrollo del Mantenimiento Vial*, Chile

# EMPRO Ltda.

Ensayos de Materiales y Prospecciones Limitada

**Suelos - Hormigones - Asfaltos**

**25 años**

al servicio de la región y el país

**Ingeniería**  
**Mecánica de Suelos**  
**Fundaciones**  
**Taludes**  
**Mejoramiento de Terreno**

**Prospección de Suelos**  
**Sondajes Marítimos**  
**Sondajes Terrestres**  
**Calicatas**

**Control de Obras Civiles**  
**Densidad In Situ**  
**Hormigones**  
**Asfaltos**

**Laboratorio Acreditado**  
**bajo NCh-ISO 17025 y**  
**registro vigente MINVU**



## Guía para publicar en Obras y Proyectos

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

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

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

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

## Obras y Proyectos guidelines for authors

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

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

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

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



CONSTRUCTORA  
**LANCUYEN**

# LANCUYÉN ESTÁ PRIMERO.

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

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

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





# FERRARA

PROYECTOS ESPECIALES



EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA MEDIANTE SONDAJES  
Proyecto Ovalle Casino Resort



## SONDAJES GEOTÉCNICOS

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