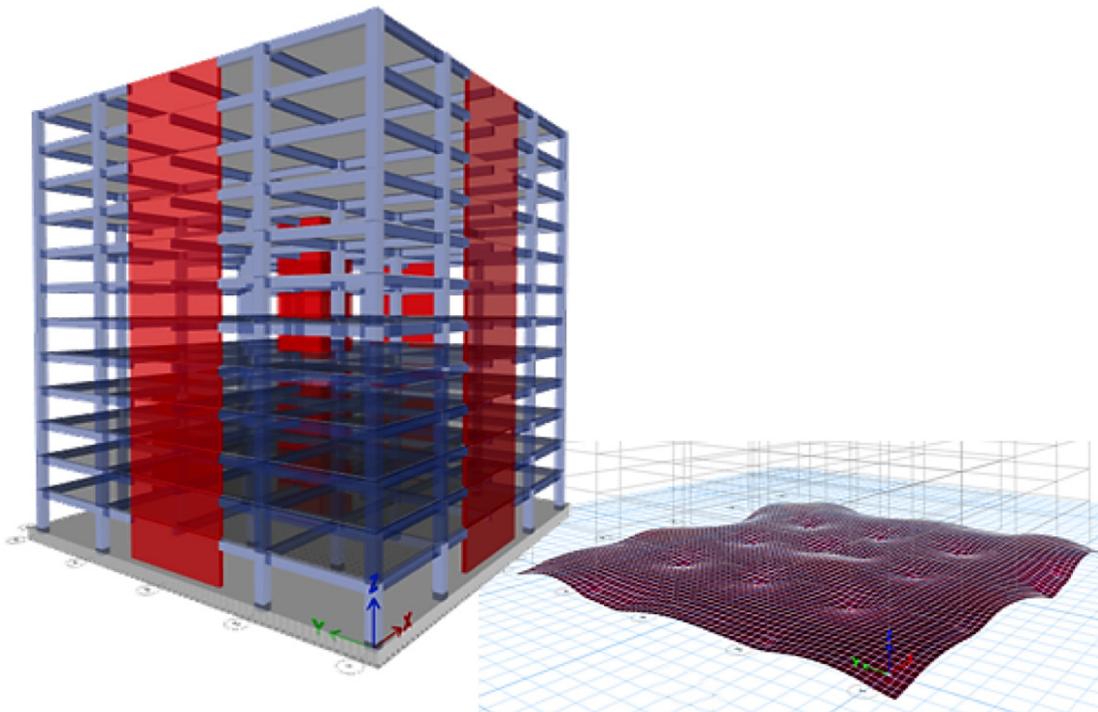




# OBRAS Y PROYECTOS

## REVISTA DE INGENIERÍA CIVIL

### UNIVERSIDAD CATÓLICA DE LA SANTÍSIMA CONCEPCIÓN



#### Modelación de oleaje en un canal bidimensional mediante OpenFOAM

*Wave modeling on a two-dimensional flume using OpenFOAM*

*C. Contreras y P. Winckler*

#### Valoración inicial de mezclas asfálticas retardante de fisuras reflejas elaboradas con asfaltos con alta incorporación de NFU

*Initial assessment of asphalt mixtures reflective cracking retarder made with asphalt with high incorporation of NFU*

*A. Segura, G. Botasso, B. Raggiotti, I. Zapata y O. Rebollo*

#### Influencia de la relación momento resistente columna – viga en el mecanismo de colapso de una edificación de tipología mixta ubicada en zona de alto peligro sísmico

*Influence of the column – beam resistant moment ratio on the collapse mechanism of a dual typology building located in a high seismic hazard zone*

*R. Gamoneda, J. A. Sariol y J. O. Martínez*

#### Influencia del contenido de frecuencias de la excitación sísmica en la eficiencia de un amortiguado combinado sintonizado

*Influence of seismic excitation frequency content on the efficiency of a combined tuned damping*

*G. Espinoza, A. Suazo, F. Vergara y J. Cantillana*

#### Validación mediante simulación de Montecarlo de la eficiencia de un amortiguador de columna de líquido sintonizado óptimo para excitaciones de alto contenido de frecuencias

*Validation by Montecarlo simulation of the efficiency of an optimally tuned liquid column damper for excitations with high frequency content*

*A. Suazo, C. Sanhueza, G. Coloma y G. Espinoza*

#### Proyecto de optimización de planchas yeso cartón y perfiles metalcon para un edificio en Concepción

*Optimization project of plasterboard and metalcon profiles for a building in Concepción*

*G. Bustamante, R. Olate y C. Molina*

#### Emisión de CO<sub>2</sub> equivalente en la construcción de viviendas unifamiliares de adobe y ladrillo

*CO<sub>2</sub> equivalent emission in the construction of adobe and brick single family homes*

*Y. Sanchez-Agurto, E. Santa María-Dávila y J. Saravia Hinoztroza*

#### Uso de la cáscara de nuez en la fabricación de aglomerados

*Use of walnut shell in the production of particleboards*

*A. Nazer y C. Acosta*

#### Evaluación técnico económica de la utilización de fundaciones prefabricadas en edificaciones de estructura metálica

*Technical and economic evaluation of the use of prefabricated foundations in steel structure buildings*

*G. Bustamante, M. Soliz y C. Correa*

#### Arcillas expansivas del Norte de Venezuela: Caracterización mediante el uso de los límites de Atterberg, índices de consistencia y ensayos de expansión

*Expansive clays from Northern Venezuela: Characterization using Atterberg limits, consistency indices and expansion tests*

*C. López-Niño, E. Guevara, V. León y D. López-Hernández*



**SOENCO**  
SOLUCIONES GEOTÉCNICAS

## Sosteniendo Desarrollo

- Columnas de Grava
- Muro Berlínés
- Soil Nailing
- Micropilotes
- Anclajes
- Ingeniería Geotécnica



• Jaime Repullo 326  
• Talcahuano - CHILE

• +56 41 2139 231  
• contacto@soenco.cl

• [www.soenco.cl](http://www.soenco.cl)

+569 87580155  
contacto@Lmmg.cl  
www.Lmmg.cl

**LMMG**

**SONDAJE DMT**

**MONITOREO IN SITU**

**SONDAJE CPTu**

**SONDAJE DIAMANTINA  
HQ/HQ3**

Consúltanos por tu proyecto  
para evaluar alternativas



**PROFESIONALES  
Y TÉCNICOS CALIFICADOS**

Más de 20 años de experiencia  
internacional nos avalan,  
profesionales altamente  
capacitados y reconocidos.

### **ENSAYOS IN-SITU**

- Camiones CPTU de alta capacidad
- Equipos portátiles CPTu para zonas de difícil acceso
- Sondajes a rotación HQ/ HQ3
- Sondajes DMT (Dilatómetro de Marchetti)
- Sondajes de conductividad eléctrica
- Toma de muestras de suelo/agua
- Ensayos SPT
- Ensayos de placa de carga
- Ensayos de veleta de corte en sondajes
- Instalación de piezómetros de casagrande y de cuerda vibrante
- Geofísicos (MASW, Remi, SPAC, Refracción)



contacto@jeldrez.cl  
(+56) 9 6166 9747



# JÉLDREZ

INGENIERÍA GEOTÉCNICA

Desarrollo de proyectos  
especiales de  
**Geotecnia**



Desarrollo de túnel hidráulico 635m para Embalse Las Palmas, Petorca.

### Editor

Dr. Felipe Villalobos  
Universidad Católica de la Santísima Concepción

### Comité asesor

Dr. Juan Ayala  
Klohn Crippen Berger, Perth, Australia  
Dr. Óscar Link  
Universidad de Concepción, Chile  
Dr. Arsenio Negro  
Consultor independiente, São Paulo, Brasil  
Dr. Giang Nguyen  
The University of Adelaide, Australia  
Dr. Ricardo Nicolau  
Constructora Incolor S.A., Las Condes, Chile

### Comité editorial

Dr. Giovanni Alvarado  
AECOM Pty Ltd, Sydney, Australia  
Dra. Luisa Equihua  
Comisión Federal de Electricidad, 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  
Aarhus University, Dinamarca  
Dr. Iván Salazar  
Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile  
Dra. Alejandra Stehr  
Universidad de Concepción, Chile  
Dr. Tetsuo Tobita  
Universidad de Kansai, Osaka, Japón  
Dr. Ingo Weidlich  
HafenCity University, Hamburgo, Alemania  
Dr. Torsten Wichtmann  
Ruhr University Bochum, Alemania  
Dr. Patricio Winckler  
Universidad de Valparaíso, Chile

### Diseño y diagramación

Verónica Cornejo - VCR Publicidad  
vcornejo@gmail.com  
56 9 88823187

### Contacto y envío de artículos

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

### Avisos comerciales y suscripciones

Dr. Marcelo Behrens  
ebehrens@ucsc.cl  
56 41 234 5323

Periodicidad: semestral (edición de Otoño y Primavera)

Revista indexada y catalogada en  [www.scielo.conicyt.cl](http://www.scielo.conicyt.cl)

 [www.latindex.org](http://www.latindex.org)  [www.dialnet.unirioja.es](http://www.dialnet.unirioja.es)

 <http://apps.webofknowledge.com>

### Definición de la Revista

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

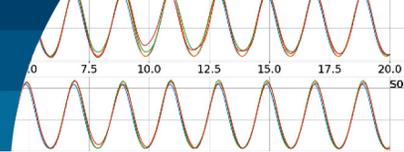
### Revisión de artículos por pares evaluadores externos

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

## Contenidos



- 6** Modelación de oleaje en un canal bidimensional mediante OpenFOAM  
[Wave modeling on a two-dimensional flume using OpenFOAM](#)  
C. Contreras y P. Winckler
- 18** Valoración inicial de mezclas asfálticas retardante de fisuras reflejas elaboradas con asfaltos con alta incorporación de NFU  
[Initial assessment of asphalt mixtures reflective cracking retarder made with asphalt with high incorporation of NFU](#)  
A. Segura, G. Botasso, B. Raggiotti, I. Zapata y O. Rebollo
- 29** Influencia de la relación momento resistente columna – viga en el mecanismo de colapso de una edificación de tipología mixta ubicada en zona de alto peligro sísmico  
[Influence of the column – beam resistant moment ratio on the collapse mechanism of a dual typology building located in a high seismic hazard zone](#)  
R. Gamoneda, J.A. Sariol y J.O. Martínez
- 40** Influencia del contenido de frecuencias de la excitación sísmica en la eficiencia de un amortiguado combinado sintonizado  
[Influence of seismic excitation frequency content on the efficiency of a combined tuned damping](#)  
G. Espinoza, A. Suazo, F. Vergara y J. Cantillana
- 55** Validación mediante simulación de Montecarlo de la eficiencia de un amortiguador de columna de líquido sintonizado óptimo para excitaciones de alto contenido de frecuencias  
[Validation by Montecarlo simulation of the efficiency of an optimally tuned liquid column damper for excitations with high frequency content](#)  
A. Suazo, C. Sanhueza, G. Coloma y G. Espinoza
- 69** Proyecto de optimización de planchas yeso cartón y perfiles metalcon para un edificio en Concepción  
[Optimization project of plasterboard and metalcon profiles for a building in Concepción](#)  
G. Bustamante, R. Olate y C. Molina
- 82** Emisión de CO<sub>2</sub> equivalente en la construcción de viviendas unifamiliares de adobe y ladrillo  
[CO<sub>2</sub> equivalent emission in the construction of adobe and brick single family homes](#)  
Y. Sanchez-Agurto, E. Santa María-Dávila y J. Saravia Hinoztroza
- 92** Uso de la cáscara de nuez en la fabricación de aglomerados  
[Use of walnut shell in the production of particleboards](#)  
A. Nazer y C. Acosta
- 100** Evaluación técnico económica de la utilización de fundaciones prefabricadas en edificaciones de estructura metálica  
[Technical and economic evaluation of the use of prefabricated foundations in steel structure buildings](#)  
G. Bustamante, M. Soliz y C. Correa
- 111** Arcillas expansivas del Norte de Venezuela: Caracterización mediante el uso de los límites de Atterberg, índices de consistencia y ensayos de expansión  
[Expansive clays from Northern Venezuela: Characterization using Atterberg limits, consistency indices and expansion tests](#)  
C. López-Niño, E. Guevara, V. León y D. López-Hernández



# Modelación de oleaje en un canal bidimensional mediante OpenFOAM

Wave modeling on a two-dimensional flume using OpenFOAM

Fecha de entrega: 3 de noviembre 2022

Fecha de aceptación: 7 de agosto 2023

Carlos Contreras<sup>1</sup> y Patricio Winckler<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Departamento de Oceanografía, Walbusch S.A., Chile, [ccontreras@walbusch.cl](mailto:ccontreras@walbusch.cl)

<sup>2</sup> Escuela de Ingeniería Civil Oceánica, Universidad de Valparaíso, Chile, [patricio.winckler@uv.cl](mailto:patricio.winckler@uv.cl)

*Los modelos CFD (Computational Fluid Dynamics) constituyen una buena herramienta para evaluar la interacción de flujos complejos con obras costeras. Estos modelos permiten reemplazar las fórmulas empíricas para la estimación del sobrepaso, cuya validez es limitada a las condiciones experimentales. Sin embargo, su uso es aún incipiente en el contexto chileno, planteando diversos desafíos a los usuarios. En este estudio se presenta la calibración y validación de un canal de olas numérico mediante el modelo CFD OpenFOAM con el solver olaFlow. Se analizan los casos de oleaje en régimen progresivo, cuasi-estacionario y estacionario. Se aplica además un análisis de sensibilidad a las principales variables y configuraciones del modelo entre las que destacan el tamaño del mallado, el tiempo de modelación, el intervalo temporal, los modelos de turbulencia y las condiciones de borde. Luego se modela un caso de oleaje en rompiente y se compara con los resultados de una modelación física desarrollada por Kamath et al. (2017). Finalmente se estudia la capacidad de OpenFOAM para representar la interacción del oleaje con un muelle, con particular foco en las presiones bajo el tablero.*

*Palabras clave: OpenFOAM, olaFlow, VARANS, canal de ondas*

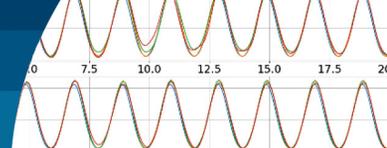
*CFD models (Computational Fluid Dynamics) provide valuable tools to evaluate the interaction of complex flows with coastal works, beyond empirical formulas for overtopping, which are limited to the range of values used in the experiments. However, its use is still incipient in the Chilean context, thus posing various challenges to users. This study presents the calibration and validation of a numerical wave channel using the OpenFOAM CFD model with the olaFlow solver. Cases of waves in progressive, quasi-stationary and stationary regimes are analyzed. A sensitivity analysis is applied to the main variables and configurations of the model, among which the size of the mesh, the modeling time, the time interval, the turbulence models, and the boundary conditions are examined. Then breaking waves are modeled and compared with a physical model developed by Kamath et al. (2017). Finally, the ability of OpenFOAM to represent the interaction of waves with a pier, with particular focus on the pressures under the deck, is studied.*

*Keywords: OpenFOAM, olaFlow, VARANS, wave flume*

## Introducción

En las últimas décadas hemos presenciado un rápido progreso de los modelos CFD (*Computational Fluid Dynamics*), que permiten resolver la interacción de flujos en superficie libre con estructuras portuarias y costeras, entre otros complejos fenómenos en el medio marino. Este tipo de modelos ha cobrado peso en la medida que las universidades y empresas consultoras nacionales

capacitan a sus especialistas en su uso, promoviendo así el reemplazo de fórmulas empíricas de uso restringido para la estimación de variables de diseño como el sobrepaso, la estabilidad de defensas costeras o las cargas hidrodinámicas sobre elementos esbeltos. Sin embargo, su uso es aún incipiente, existiendo dudas sobre la sensibilidad de los resultados ante la configuración numérica (e.g., resolución espacial y temporal, tamaño del dominio y duración de la



simulación), el tipo de oleaje forzante (e.g., oleaje regular, irregular, generación de segundo orden) y los modelos de cierre turbulento, entre otros.

Dependiendo de los requerimientos, existen distintos modelos de oleaje entre los que destacan, en sentido creciente de complejidad, los modelos que promedian la fase mediante la ecuación de balance de acción (Holthuijsen, 2007, cap.9), los modelos que resuelven la fase mediante las ecuaciones tipo Boussinesq (Svendsen, 2006, cap.9; Dingemans, 1994, cap.4) y los modelos tipo CFD, que resuelven versiones promediadas de las ecuaciones de Navier Stokes tanto en dos como tres dimensiones (e.g., Higuera *et al.*, 2015). Para procesos de interacción del oleaje con estructuras costeras que se caracterizan por escalas espaciales del orden de decenas de metros y escalas temporales de segundos a minutos, es adecuado usar las ecuaciones de Navier-Stokes promediadas por Reynolds en el Volumen VARANS (*volume-averaged Reynolds-averaged Navier–Stokes equations*), pues caracterizan adecuadamente procesos no lineales en aguas someras y la rotura (Pedroso y Torres, 2011; Campos-Caba y Winckler, 2023).

Los modelos VARANS presentan un alto costo computacional para modelaciones en tres dimensiones y su uso en la actualidad requiere de computadores de alto rendimiento que no están siempre al alcance de las empresas consultoras. Los modelos bidimensionales, por otra parte, no representan los procesos reales que experimenta el oleaje al interactuar con estructuras, pero constituyen sin duda una mejor aproximación que el uso combinado de modelos que resuelven la fase y ecuaciones empíricas para calcular, por ejemplo, el caudal de sobrepaso o el patrón de reflexión de una estructura. Por otra parte, un modelo VARANS requiere de registros de oleaje y corrientes de alta resolución en las cercanías de la obra para lograr una buena calibración y validación de los parámetros físicos y las condiciones de contorno.

Dentro de los modelos que utilizan las VARANS, destaca *OpenFOAM* (Jasak *et al.*, 2004) por su licencia de código abierto, que permite un uso amplio de núcleos y rutinas según los requerimientos de la aplicación. Esto contrasta con software comerciales, que usualmente presentan restricciones al uso de rutinas y núcleos, dependiendo del tipo de licencia. Además, estudios basados en *OpenFOAM*

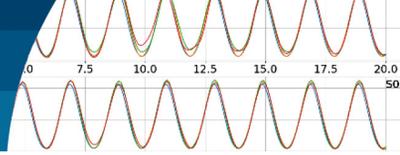
(e.g., Borges, 2013; Liu, 2017) presentan la configuración de sus casos paso a paso con el propósito de facilitar su uso a una comunidad creciente de usuarios, que se comunican en foros abiertos ([www.cfd-online.com](http://www.cfd-online.com)).

En un artículo que inspira el presente trabajo, Lambert (2012) desarrolló modelaciones de un canal numérico buscando demostrar la capacidad de *OpenFOAM* para el estudio de energías renovables en el mar. Para esto, evaluó el desempeño del modelo numérico en varios casos. El primer caso consideró un canal con un fondo plano y oleaje regular; el segundo comparó los resultados del modelo numérico con un estudio donde se generó oleaje en un canal físico; en el tercero se modelaron diferentes tipos de rotura en función de la pendiente del fondo; finalmente en el cuarto modeló un objeto flotante. En todos los casos utilizó la teoría de Stokes II con oleaje regular. Las mayores contribuciones del estudio fueron demostrar que *OpenFOAM* es una valiosa herramienta para evaluar la tecnología energía undimotriz.

Este estudio se enmarca en el proceso de estudio asociado a la implementación de un canal numérico de oleaje, mediante ecuaciones VARANS (Contreras, 2020). Este trabajo complementa el de Lambert (2012) en algunos aspectos puntuales. Se presentan las ecuaciones de gobierno utilizadas para caracterizar el flujo. Luego, se presenta la metodología de modelación para casos de oleaje progresivo, cuasi-estacionario, estacionario y rompiente, además de un caso para evaluar la capacidad de *OpenFOAM* de representar las presiones en el tablero de un muelle. Se analizan diversas configuraciones del modelo entre las que destacan la resolución espacial del mallado, el tiempo de modelación, el intervalo temporal, los modelos de turbulencia y las condiciones de borde. Finalmente, se presentan los resultados de las modelaciones y las conclusiones del estudio.

## Ecuaciones de gobierno

Las ecuaciones VARANS representan la conservación de la masa, la conservación de momentum y las ecuaciones de cierre turbulento. Estas ecuaciones han sido implementadas en el solver *olaFlow* por Higuera (2015) y se sintetizan a continuación.



## Conservación de la masa

La ecuación de conservación de la masa para un fluido incompresible es:

$$\frac{\partial \delta}{\partial t} + \frac{1}{\phi} \frac{\partial \delta \langle u_i \rangle}{\partial x_i} = 0 \quad (1)$$

donde  $t$  es el tiempo,  $x_i$  coordenadas en las dimensiones espaciales  $i$ ,  $\delta$  el volumen de agua por el volumen total (agua y aire),  $\langle u_i \rangle$  la velocidad promediada en el volumen en la componente  $i$ ,  $\phi$  la porosidad definida como la fracción de volumen de fluido contenida en un volumen de control ( $\phi = 1$  en el fluido y  $0 < \phi < 1$  en una estructura) y  $\langle \rangle$  el operador de promediado en el volumen.

## Conservación del momentum

Las ecuaciones de momentum son:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \rho \langle u_i \rangle}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[ \frac{1}{\phi} \rho \langle u_i \rangle \langle u_j \rangle \right] = \\ -\phi \frac{\partial \langle p \rangle^f}{\partial x_i} + \phi \rho g_i + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[ \mu \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} \right] \\ - \frac{\partial}{\partial x_j} [\rho \langle u'_i u'_j \rangle] - \alpha \frac{(1-\phi)^3}{\phi^2} \frac{\mu}{D_{50}^2} \langle u_i \rangle \\ - \beta \left( 1 + \frac{7.5}{KC} \right) \frac{1-\phi}{\phi^2} \frac{\rho}{D_{50}} |\langle \mathbf{u} \rangle| \langle u_i \rangle \\ - C \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial t} \end{aligned} \quad (2)$$

donde  $\rho$  es la densidad del fluido,  $\langle p \rangle^f$  la presión hidrostática en el volumen intrínseco promedio,  $g$  la aceleración de gravedad,  $\mu$  la viscosidad dinámica del fluido,  $u'_i$  la fluctuación turbulenta de la velocidad  $u_i$ ,  $(-)$  es el operador que indica el promediado de Reynolds sobre una variable, el factor  $C$  corresponde a la masa añadida,  $\alpha$  y  $\beta$  es la fricción lineal y no lineal de los materiales porosos emplazados en el dominio. Cuando no se aplica porosidad a los materiales estos tres parámetros deben definirse con el valor 0 en el modelo,  $KC$  es el número de Keulegan – Carpenter, y  $D_{50}$  es el tamaño medio de los elementos que conforman el medio poroso.

Además, las fluctuaciones turbulentas se relacionan con los gradientes de velocidad y una viscosidad turbulenta ( $\nu_t$ ) según la expresión:

$$\overline{u'_i u'_j} = -\nu_t \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \quad (3)$$

La viscosidad turbulenta ( $\nu_t$ ) se expresa en términos de la tasa de disipación de la energía turbulenta ( $\epsilon$ ), la energía cinética turbulenta  $\langle k \rangle$  o la frecuencia de turbulencia ( $\omega$ ), todas ellas promediadas en el volumen. En este estudio se implementan los modelos  $k - \epsilon$  y  $k - \omega$  SST.

## Modelo $k - \epsilon$

El modelo es usado en gran variedad de flujos turbulentos debido a su bajo costo computacional y razonable precisión. No obstante, su rendimiento disminuye cuando se presentan grandes gradientes de presión. El modelo se define mediante las ecuaciones:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \langle k \rangle}{\partial t} + \nabla \cdot \left( \frac{\langle k \rangle}{\phi} \langle \mathbf{u} \rangle \right) \\ - \nabla \cdot \left[ \left( \nu + \frac{\langle \nu_t \rangle}{\phi \sigma_k} \right) \nabla \langle k \rangle \right] + \langle \epsilon \rangle = \\ \frac{2}{\phi^2} \langle \nu_t \rangle \left| \frac{\nabla \langle \mathbf{u} \rangle + (\nabla \langle \mathbf{u} \rangle)^T}{2} \right|^2 + [CT]_{kST} \end{aligned} \quad (4)$$

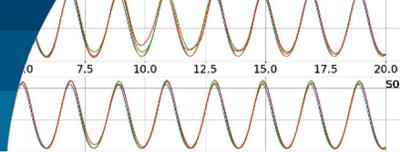
$$\begin{aligned} \frac{\partial \langle \epsilon \rangle}{\partial t} + \nabla \cdot \left( \frac{\langle \epsilon \rangle}{\phi} \langle \mathbf{u} \rangle \right) - \nabla \cdot \left[ \left( \nu + \frac{\langle \nu_t \rangle}{\phi \sigma_k} \right) \nabla \langle \epsilon \rangle \right] \\ + C_{\epsilon_2} \frac{\langle \epsilon \rangle^2}{\langle k \rangle} \\ = \frac{2C_{\epsilon_1}}{\phi^2} \langle \nu_t \rangle \frac{\langle \epsilon \rangle}{\langle k \rangle} \left| \frac{\nabla \langle \mathbf{u} \rangle + (\nabla \langle \mathbf{u} \rangle)^T}{2} \right|^2 \\ + [CT]_{\epsilon ST} \end{aligned} \quad (5)$$

donde  $\mathbf{u}$  es el vector velocidad,  $\nu$  la viscosidad cinemática,  $\sigma_k = 1.0$  una constante,  $D_{50}$  el diámetro nominal del material poroso,  $(-)^T$  la traspuesta de una matriz,  $C_{\epsilon_2} = 1.92$  y  $C_{\epsilon_1} = 0.09$  constantes. La viscosidad cinemática turbulenta promediada en el volumen viene dada por:

$$\langle \nu_t \rangle = C_{\mu} \frac{\langle k \rangle^2}{\langle \epsilon \rangle} \quad (6)$$

El modelo de cierre propuesto por Nakayama y Kuwahara





en eje horizontal para oleaje no rompiente y 100 celdas si hay rotura. Además, considera la relación  $dx < 2.5dz$ , donde  $dx$  y  $dz$  son el ancho y alto de la celda, respectivamente. Un segundo criterio propuesto por Larsen *et al.* (2019) para interFOAM, considera una relación de aspecto  $dx/dz = 1$ , con al menos 12.5 celdas por altura de ola; y presentó también una configuración  $dx/dz = 1$ , con 25 celdas por altura de ola. Cabe notar que el criterio de Arjona (2016) se orienta a IH2VOF (que utiliza las mismas ecuaciones de *OpenFOAM – olaFlow*) y los criterios de Larsen *et al.* (2019) son directamente aplicables a *olaFlow*, por ser este una modificación de las VARANS de *OpenFOAM – interFoam*. La Tabla 1 ilustra la resolución espacial para los casos simulados.

En términos de duración, se deja pasar a lo menos unas 10 ondas por el dominio para alcanzar condiciones estadísticas estacionarias (Greenshields, 2017). Para ello en el caso CR01 se consideraron tiempos de 20, 100 y 200 s para oleaje progresivo y estacionario. Se analizó sólo el caso CR01 debido a que, en modelaciones preliminares, no se observaron diferencias significativas respecto a los casos CR02 y CR03. Además, el tiempo de modelación fue mucho menor que cuando se utilizó el criterio de Larsen *et al.* (2019) respecto de CR02 y CR03.

Tabla 1: Definición de la resolución espacial en los casos de oleaje regular para oleaje progresivo y estacionario; y representan el ancho y alto de cada celda, respectivamente.

Caso	Criterio	$dx$ , cm	$dz$ , cm	Celdas por altura
CR01	Arjona (2016)	2.49	1.0	10.0
CR02	Larsen <i>et al.</i> (2019)	0.8	0.8	12.5
CR03	Larsen <i>et al.</i> (2019)	0.4	0.4	25.0

El número de Courant fue definido como un valor óptimo de 0.15 para modelar ondas con una resolución espacial de 12.5 celdas por altura de ola, generando así alturas constantes en el tiempo para oleaje regular utilizando el criterio propuesto Larsen *et al.* (2019). Este valor fue adecuado también para la configuración de Arjona (2016), ya que este criterio es menos restrictivo en términos de la densidad del malla.

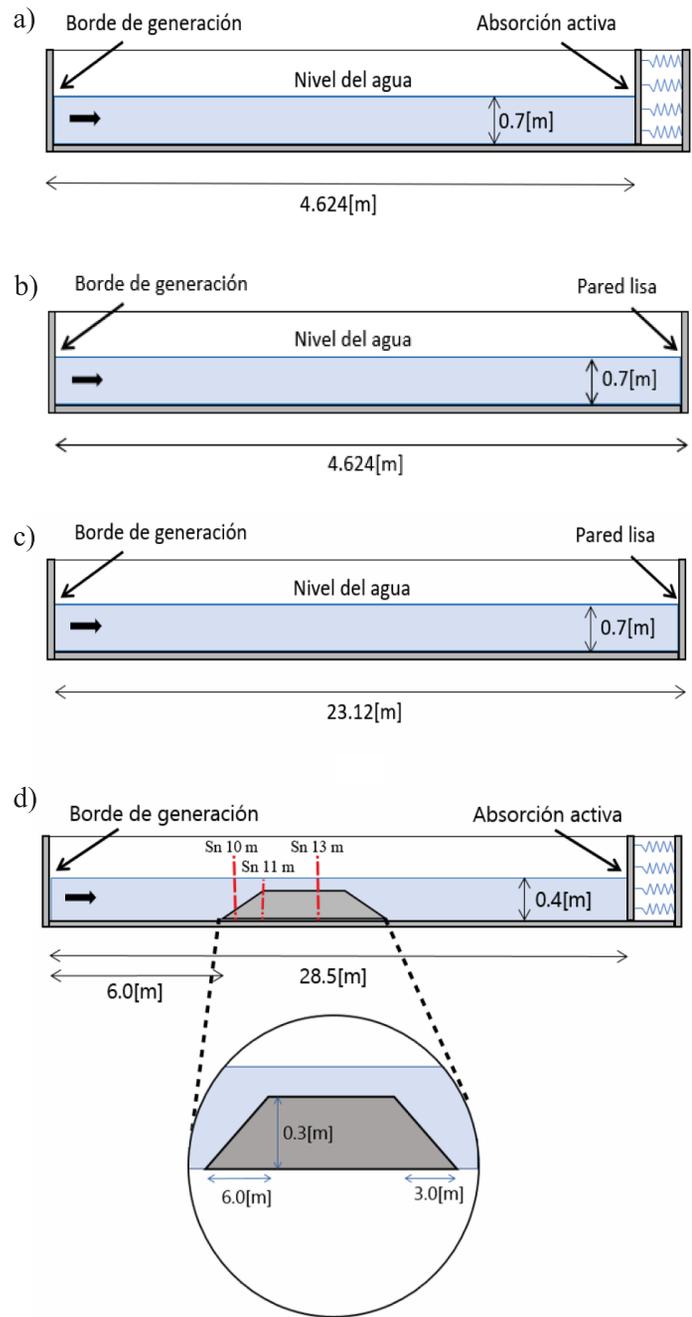
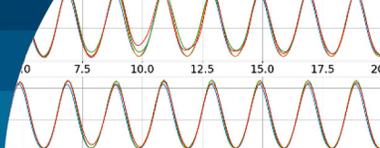


Ilustración 1: Configuración de: a) el modelo de oleaje progresivo, b) el modelo de oleaje estacionario, c) el modelo de dominio extendido y d) el modelo de dique sumergido, donde se ilustran los sensores de desnivelación ( $S_n$ ). En todos los modelos, el alto del canal es 1 m.

## Modelo de oleaje estacionario

Para analizar la reflexión en una pared vertical lisa, se cambiaron las condiciones de borde en la salida del canal (Ilustración 1b), simulando así una onda estacionaria. En la primera prueba no se utilizaron modelos de turbulencia,



en tanto que en la segunda y tercera prueba se activaron los modelos  $k - \epsilon$  y  $k - \omega SST$ , respectivamente.

### Modelo de dominio extendido

Se aumentó el tamaño del canal a 5.0 longitudes de onda (i.e., 23.12 m) para analizar la influencia de los bordes en los resultados (Ilustración 1c). Para esto se consideró la configuración CR01, con una duración de 100 s de modelado. La comparación entre la curva obtenida por el modelo y la teoría se efectuó descartando las primeras 10 olas en cada sensor, hasta alcanzar un régimen estadísticamente estacionario.

### Modelo de dique sumergido

Se modeló un oleaje propagándose sobre un dique sumergido (Kamath *et al.*, 2017) para evaluar la exactitud con que *olaFlow* simula el fenómeno (Tabla 2 e Ilustración 1d). En dicho trabajo se analizó el modelo REEF3D para la formación y rotura de las olas al propagarse a lo largo de un canal de ondas (Ilustraciones 2a-c); los resultados del modelo fueron comparados con datos experimentales. La configuración del mallado estuvo dada por CR01 (Tabla 1), debido a que, cuando se realizó un análisis de sensibilidad a la malla, el costo computacional fue notablemente menor que los criterios CR02 y CR03.

Tabla 2: Parámetros para modelar los casos de Kamath *et al.* (2017), mediante la teoría de Stokes II, donde es la altura de ola regular, el periodo, el tiempo de simulación, y las dimensiones de cada celda.

Caso	$H, m$	$T, s$	$t, s$	$dx, cm$	$dz, cm$
A01	0.022	2.5	60	0.54	0.22
A02	0.042	2.5	60	1.04	0.42

### Modelo de un muelle transparente

Se replicaron los ensayos propuestos por Kisacik *et al.* (2012), en los cuales se analizaron las cargas de oleaje sobre un muro vertical con una losa horizontal adyacente, mediante un modelo de oleaje regular a escala 1:20 del muelle de Blankenberge, en la Universidad de Ghent, Bélgica (Ilustración 2a). Las variables consideradas en dicho estudio fueron la altura, el periodo, la profundidad y la geometría de la estructura; mientras que los demás parámetros se mantuvieron constantes (i.e. oleaje regular,

generación con la teoría de Stokes II, dimensiones del muelle y pendiente de la rampa). Las pruebas se realizaron en un canal de  $30 \times 1 \times 1.2 m^3$ , con una rampa de pendiente 1:20 ubicada a 12.5 m de la paleta generadora. En el muro vertical se pusieron dos corridas de 7 sensores de presión, y en el tablero del muelle dos corridas de 3 sensores cada 1.5 cm.

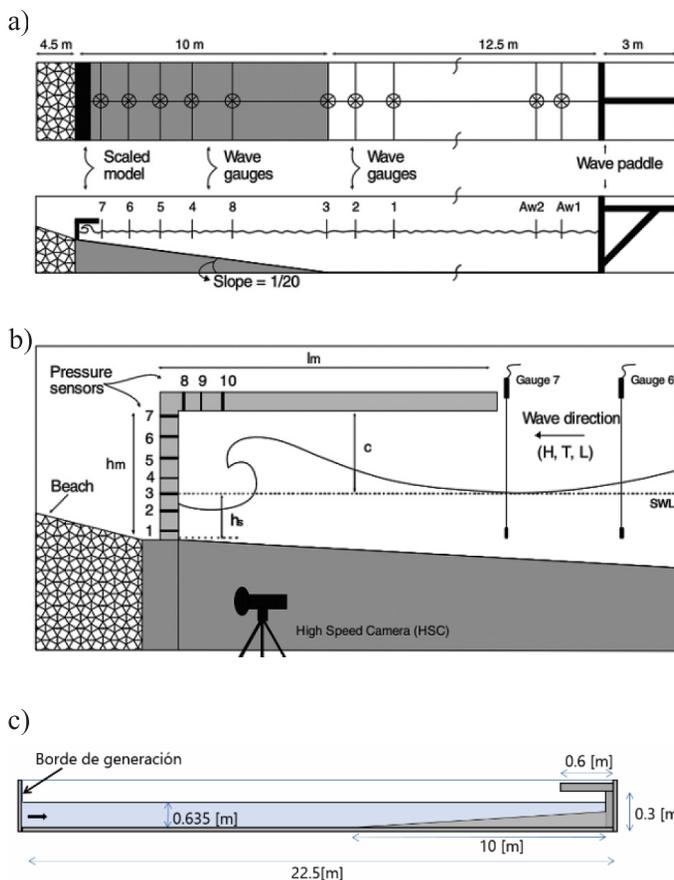
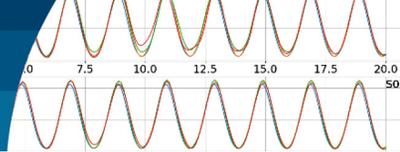


Ilustración 2: Configuración del modelo de un muelle transparente. Sensores de presión: a) en planta y elevación y b) bajo el tablero utilizados en el modelo físico del muelle de Blankenberge (Kisacik *et al.*, 2012). SWL corresponde a la superficie libre. c) Configuración del modelo numérico, con una profundidad en el muelle de  $h_s = 0.135 m$ , una longitud del muro vertical de  $h_m = 0.3 m$  y una longitud de la losa de  $l_m = 0.6 m$

En *olaFlow* se dispusieron 31 sensores sobre el muro vertical y 6 en el tablero para representar las curvas de presión. Adicionalmente, se ubicó un sensor de nivel al inicio de la rampa (*wave gauge* 3) para analizar el oleaje generado. Se configuró *olaFlow* considerando el criterio de mallado propuesto por Arjona (2016) para olas de  $H_l = 0.095 m$  y periodo  $T = 2.0 s$ , ya que esta combinación presentó las mayores presiones sobre la losa del muelle



(Kisacik *et al.*, 2012). Como punto de partida, se consideró la serie de la Ilustración 3 (P01), y luego se volvieron a correr dos casos (P02 y P03 en Tabla 3 e Ilustración 3), donde se aumentó la densidad de la malla a costa de un incremento notorio en el tiempo de modelación. El objetivo de este análisis fue aumentar la exactitud de las alturas modeladas en el sensor 3, y analizar las presiones ejercidas por el oleaje en el muelle.

Tabla 3: Configuración de la malla del modelo de un muelle transparente para  $H_i = 0.095$  m;  $dx$  corresponde al ancho y  $dz$  al alto de cada celda, y el tiempo corresponde al tiempo real de modelación para cada caso

Caso	$dx$ , cm	$dz$ , cm	Tiempo, h
P01	2.37	0.95	5.1
P02	1.185	0.475	21.525
P03	0.5925	0.2375	189.52

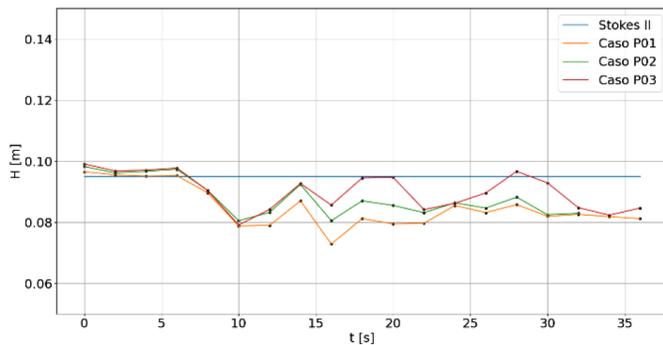


Ilustración 3: Comparación entre los casos P01, P02 y P03, asociados a mallas de distintas densidades en el dominio

## Resultados

### Modelo de oleaje progresivo

La Ilustración 4 muestra las modelaciones con los tres criterios (CR01, CR02 y CR03) presentados en la Tabla 1 y dos modelos de turbulencia ( $k - \epsilon$  y  $k - \omega SST$ ) y un modelo para simulación laminar. Los tres casos con el modelo laminar presentaron un comportamiento diferente a lo largo del canal (S01 en Ilustración 4a), pero solo los casos CR02 y CR03 mostraron un aumento en la altura a 2 m del contorno de generación. Luego, a 3.5 m desde del borde de generación de oleaje, el caso CR01 se alejó de la altura calculada por la teoría de Stokes II, en tanto que los casos CR02 y CR03 se mantuvieron más cerca del valor teórico. Cerca de los 4.6 m, los casos CR02 y CR03 presentaron valores sobre Stokes II, y el caso CR01 alcanzó una altura

significativa bajo la teoría, pero más cerca que los casos CR02 y CR03.

Se comparó la desnivelación a 1.0 m del contorno de generación de olas con las desnivelaciones proporcionadas por la teoría de Stokes II (S01 en Ilustración 4b). Inicialmente los tres casos se asemejan a la teoría de Stokes II, pero desde los 7.0 s se hace evidente la diferencia entre ellos. La resolución para la malla planteada por Arjona (2016) presentó un mejor desempeño que los casos CR02 y CR03 respecto a la teoría.

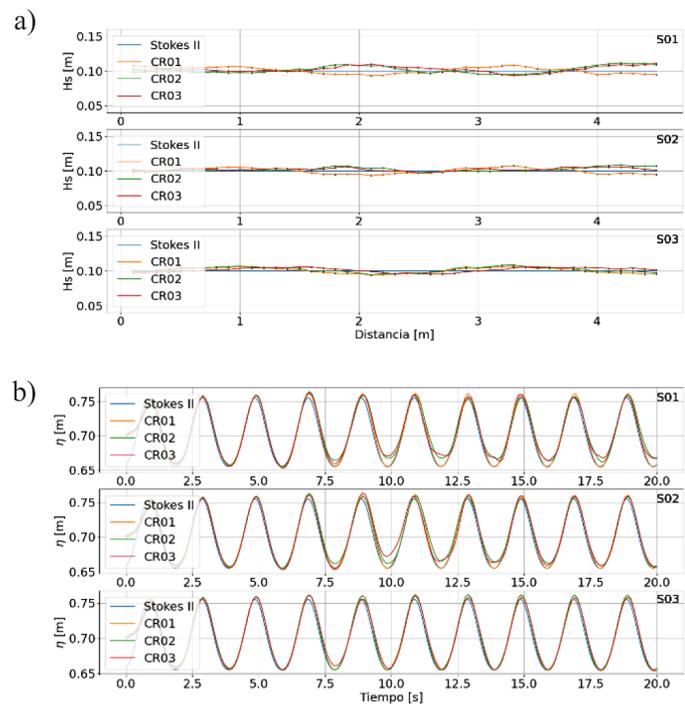


Ilustración 4: Resultado del modelo de oleaje progresivo. a) Alturas significativas modeladas. Los puntos negros representan sensores a lo largo del canal cada 0.1 m. Se presenta el modelo para simulación laminar (S01), el modelo (S02) y el modelo (S03) y b) comparación de los modelos con la teoría de Stokes II para oleaje progresivo a 1.0 m desde el origen.

En una segunda prueba se activó el modelo  $k - \epsilon$  y se volvieron a correr los tres criterios con los demás parámetros constantes. En la Ilustración 4a se observa que las curvas de S02 tuvieron un mejor ajuste a la teoría de Stokes II en comparación con S01. En la Ilustración 4b se observan mejores resultados al usar el modelo  $k - \epsilon$  por sobre la simulación laminar, aunque desde los 7.5 s las ondas comienzan a disminuir en amplitud alejándose de la teoría (CR02 y CR03); la excepción es el caso CR01 que

se ajusta bien a la teoría durante toda la modelación tanto en S01 como en S02 (Ilustración 4b). En la prueba S03 se utilizó el modelo  $k - \omega SST$ , dando resultados aún más cercanos a la teoría de Stokes II que en los casos anteriores (Ilustración 4a y 4b).

Respecto a la densidad en el mallado, no se obtuvo una mejora significativa en los resultados al disminuir el tamaño de las celdas. Sin embargo, al considerar los costos computacionales y el tiempo de modelación (Tabla 1), se hace evidente que el criterio CR01 presenta una demora inferior a CR02 y CR03 en las mismas condiciones.

### Modelo de oleaje estacionario

Las pruebas S01 y S02 (Ilustración 5a) presentaron un similar comportamiento, sin embargo, es evidente que el modelo de turbulencia  $k - \epsilon$  generó curvas más suaves en S02. En la prueba S03 se observan resultados más sensibles a la densidad del mallado; los tres casos de la prueba S03 describen un comportamiento diferente a la teoría de Stokes II, principalmente cerca del contorno de generación (Ilustración 5a). A partir de los 5.0 s se observó un aumento de la amplitud en todas las pruebas producto de la superposición de las dos ondas progresivas con distinto sentido (Ilustración 5b); antes de este tiempo no hubo superposición debido a que la onda reflejada en la pared aún no había llegado hasta esa posición.

La Ilustración 5c muestra que las desnivelaciones comienzan a parecerse a la teoría a partir de los 5.0 s. Además, el modelo  $k - \epsilon$  (S02) muestra un comportamiento más suave y cercano a la teoría en todas las curvas. En contraste, a mayor resolución de la malla (CR02 y CR03) los resultados con el modelo  $k - \omega SST$  se alejaron de la teoría. Al aumentar la resolución de la malla (CR02 y CR03), el rendimiento del modelo  $k - \omega SST$  fue más bajo que el modelo  $k - \epsilon$  en oleaje estacionario. Finalmente, para oleaje progresivo, el modelo  $k - \omega SST$  entregó resultados más cercanos a la teoría de Stokes II.

Respecto del tiempo de modelación, para el modelo con oleaje progresivo, la diferencia entre 20 s y 100 s para el caso CR01 es pequeño, y aún menor entre 100 s y 200 s. Además, todas las curvas convergen a un comportamiento oscilatorio en torno a los datos de Stokes II (Ilustración 6).

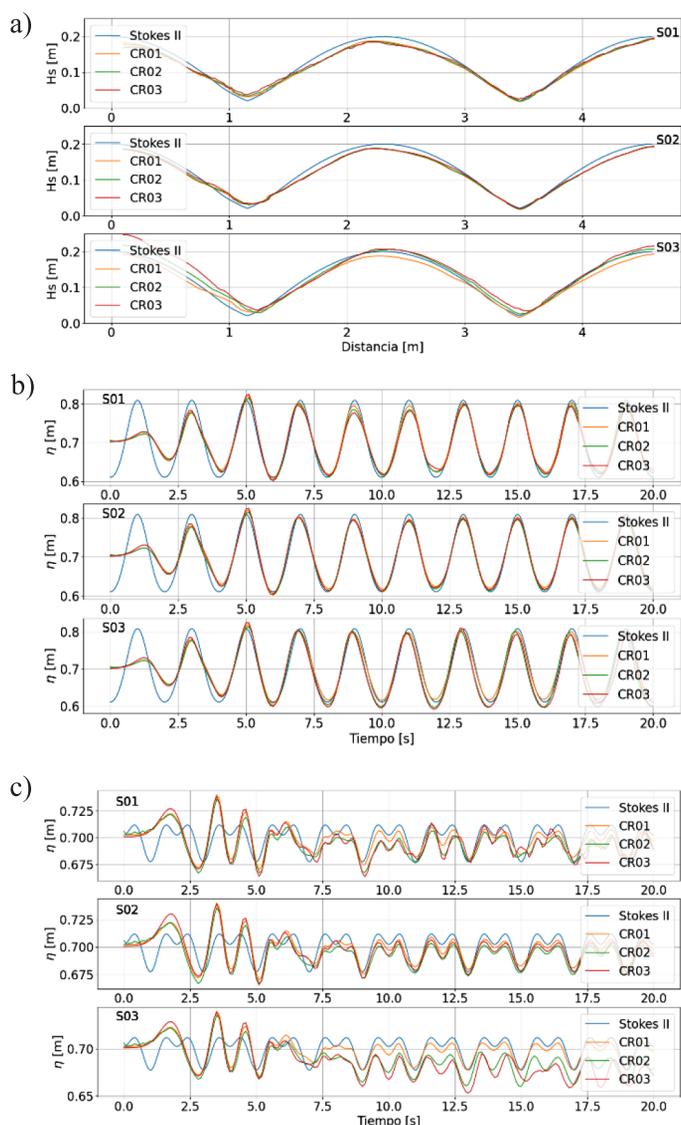


Ilustración 5: Resultado del modelo de oleaje estacionario. a) Altura comparada con la teoría de Stokes II mediante el modelo laminar (S01), modelo de turbulencia  $k - \epsilon$  SST (S02) y modelo de turbulencia  $k - \omega$  SST (S03). Desnivelaciones a b) 2.31 m y c) 3.46 m (donde se forman el nodo y antinodo de la onda estacionaria) del contorno de generación

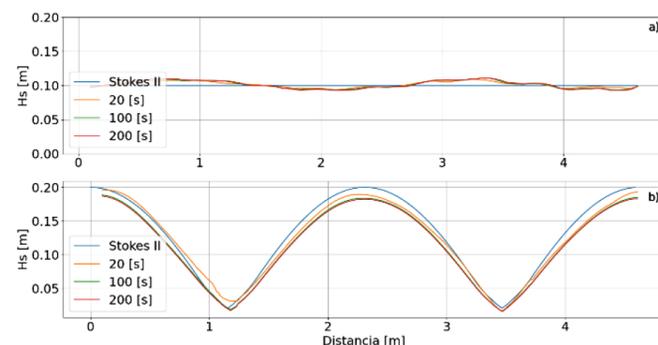
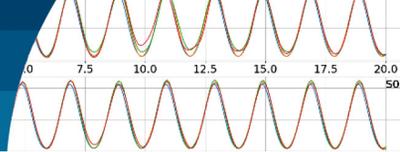


Ilustración 6: Resultado del tiempo de modelación para los modelos de a) oleaje progresivo y b) estacionario. Altura del caso CR01 aumentando para tiempos de simulación en 20, 100 y 200 s



Los resultados muestran que, para un canal de mayor extensión, a mayor distancia del borde de generación ( $x = 0$ ) la altura significativa se acerca la teoría de Stokes II (Ilustración 7). Según Higuera (2015), en el borde de generación no es recomendable desactivar la absorción activa, ya que se genera un aumento del nivel medio del agua debido al desbalance entre la entrada y salida de agua en el canal. Ello impide generar oleaje estacionario similar a la teoría en un canal de ondas bidimensional.

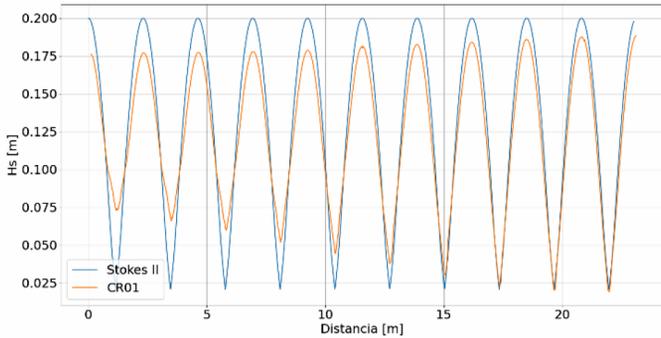


Ilustración 7: Resultado para un canal de mayor longitud. Comparación entre el caso CR01 y la teoría de Stokes II para un canal de 23.12 m de largo y un oleaje estacionario

## Modelo de dique sumergido

En el caso A01 (Tabla 2) no se genera rotura debido a la configuración del canal. En las cercanías de la zona de generación, la superficie libre modelada por *olaFlow* presenta una sobreestimación en las crestas y valles respecto a los resultados del modelo *REEF3D* y los datos experimentales (Ilustración 8a). Sin embargo, a medida que la ola avanzaba a lo largo del canal, se genera una mejora sustancial en los resultados de *olaFlow* con respecto de los datos experimentales (Ilustración 8b).

En el caso A02 (Tabla 2), el comportamiento de *olaFlow* es similar al caso A01. En principio, las desnivelaciones a los 10 m (Ilustración 9a) distan de los datos teóricos y de *REEF3D*, pero desde los 11 m, *olaFlow* representa adecuadamente los datos experimentales (Ilustración 9b).

## Modelo de muelle transparente

El análisis de sensibilidad de la malla para diferentes configuraciones (Tabla 3 e Ilustración 3) evidencia un aumento en la exactitud de las desnivelaciones obtenidas por el sensor a mayor densidad de las celdas. Sin

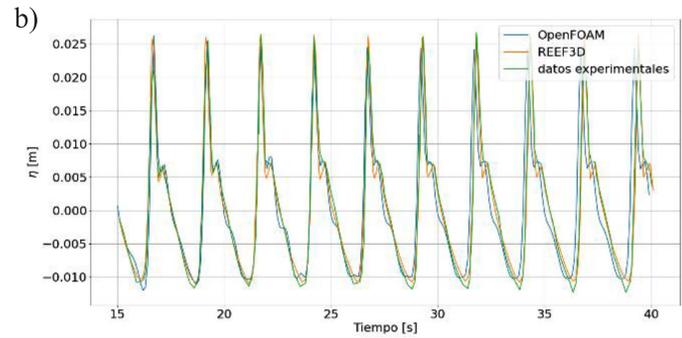
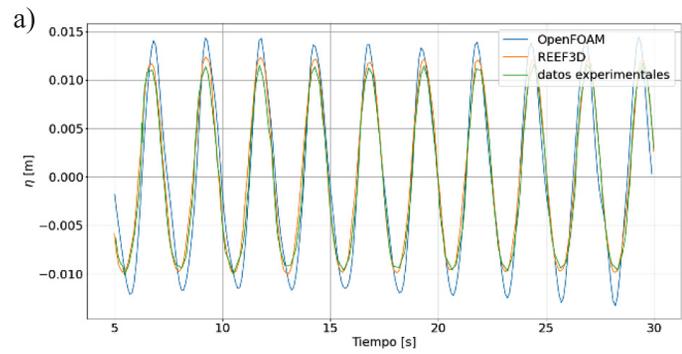


Ilustración 8: Comparación de resultados para el modelo de dique sumergido obtenidos con olaflow y REEF3D. Desnivelación instantánea para el caso A01 del dique sumergido a los a) 10 m y b) 13 m

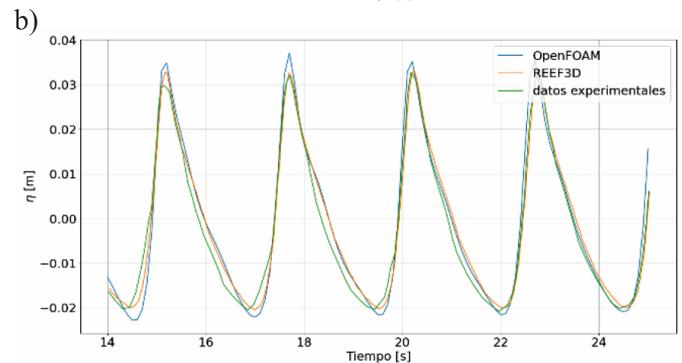
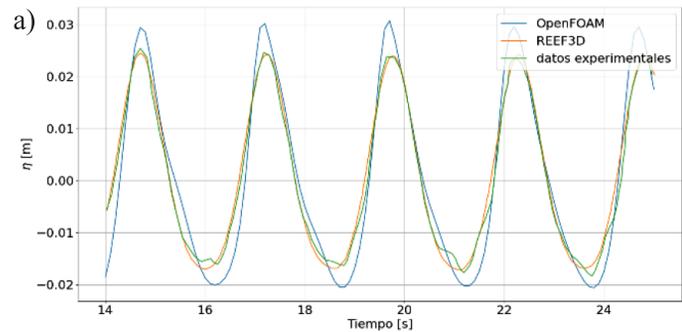


Ilustración 9: Comparación de resultados para el modelo de dique sumergido obtenidos con olaflow y REEF3D. a) Desnivelación instantánea para el caso A02 del dique sumergido a los a) 10 m y b) 13 m

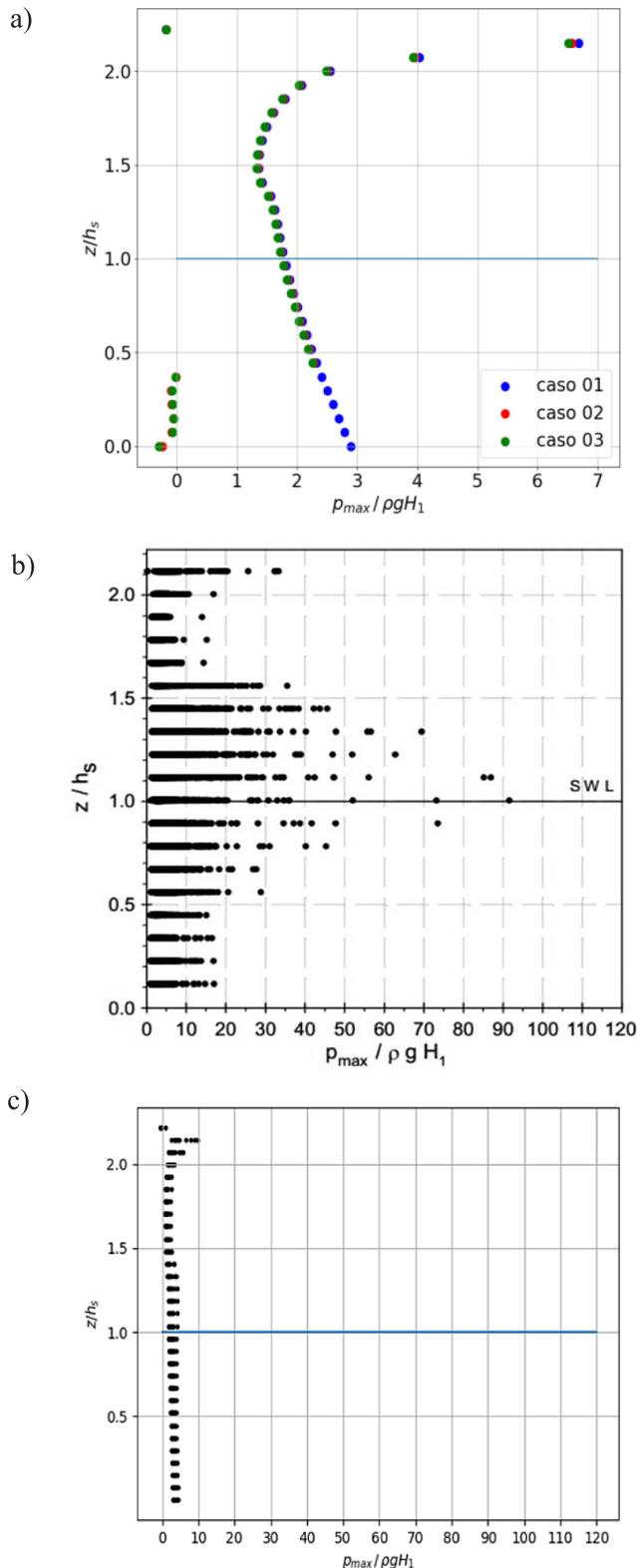
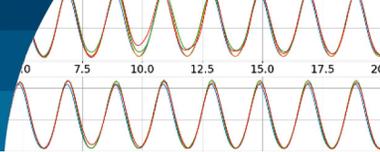


Ilustración 10: Resultados para el modelo del muelle transparente. a) Presiones en la pared vertical del muelle para los tres casos analizados con  $H_1 = 0.095$  m, b) resultados obtenidos por Kisacik *et al.* (2012) en base a datos experimentales para la parte vertical del muelle y c) resultados obtenidos por *olaFlow* mediante la configuración de la malla P01. SWL corresponde al nivel medio del agua.

embargo, las presiones sobre el muelle para los tres casos analizados no presentaron una variación significativa (Ilustración 10a). Luego de observar que el aumento en la densidad del mallado en el dominio no presentó mejoras significativas en los resultados, y que además el tiempo de modelación aumentó notoriamente, se optó por mantener la configuración CR01 de Arjona (2016) y se corrieron los casos presentados en la Tabla 4, dando como resultado la Ilustración 10c.

Tabla 4: Valores de altura de oleaje para el modelo del muelle transparente

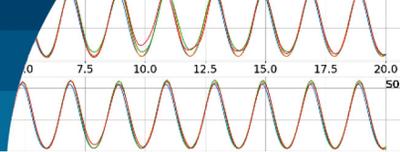
Caso	01	02	03	04	05
$H_1$ , m	0.095	0.100	0.105	0.110	0.115
Caso	06	07	08	09	
$H_1$ , m	0.120	0.125	0.130	0.135	

La Ilustración 10c muestra que *olaFlow* no capta los *peaks* que obtuvo Kisacik *et al.* (2012), siendo las máximas presiones registradas de magnitud mucho mayor que las modeladas en *olaFlow* (Ilustración 10b). Cabe considerar que los *peaks* de presiones fueron registrados mediante sensores de presión con una frecuencia de muestreo de 20 kHz, mientras que en *olaFlow* la frecuencia de muestreo fue solo de 10 Hz por limitaciones de equipo computacional y espacio en el disco duro. Se observa, asimismo, un aumento de presiones máximas en la esquina entre el muro vertical y la losa del muelle (Ilustración 10a, cerca de  $z/h_s = 2.0$ ), que también se observan en el modelo físico (Ilustración 10b).

## Conclusiones

El modelo *OpenFOAM - olaFlow* permite simular el comportamiento de flujos complejos con un buen nivel de detalle, siendo una valiosa herramienta para estudiar la interacción del oleaje con estructuras complejas. Sin embargo, su aplicación requiere de hardware adecuado para realizar pruebas de calibración en un tiempo razonable, considerar el uso de lenguajes de programación especializados para la preparación de los datos, post-proceso y presentación de resultados y el uso del entorno Linux para configurar los casos de estudio.

En términos de la resolución espacial de la malla, tanto para oleaje progresivo como estacionario, el criterio de Arjona (2016) requirió un menor costo computacional que



los de Larsen *et al.* (2019), sin perder exactitud.

Para oleaje progresivo, se alcanzó una estabilidad temporal de los resultados a los 20 s (al pasar unas diez ondas por el dominio) y las simulaciones de 100 y 200 s no generaron mejoras en los resultados. En contraste, para oleaje estacionario, a los 20 s se obtuvieron diferencias importantes respecto de los resultados con 100 s y 200 s de simulación, indicando que la duración mínima de modelación sugerida por los desarrolladores de *OpenFOAM - interFoam* (Greenshields, 2017) fue insuficiente para alcanzar estabilidad temporal.

Tanto para oleaje progresivo como estacionario, se observaron resultados deficientes utilizando los tres criterios para el mallado cerca de los bordes de generación y absorción de oleaje. Al aumentar la longitud del dominio para un oleaje estacionario, los bordes también influyeron cerca de la zona de generación, debido a que no fue posible desactivar la absorción activa en ese borde por inestabilidad del modelo. A mayores distancias, los datos convergieron gradualmente a la teoría, coincidiendo con lo recomendado por Higuera (2015).

El modelo de turbulencia  $k - \omega$  SST presentó resultados más cercanos a la teoría de Stokes de II orden que el modelo  $k - \epsilon$  para oleaje progresivo. En contraste, para oleaje estacionario este último presentó mejores resultados. En ningún caso el modelo laminar destacó por sobre los modelos de turbulencia.

Para el dique sumergido afecto a oleaje progresivo, los resultados obtenidos mediante *olaFlow* (con una baja resolución debido a limitaciones de hardware), fueron similares a los obtenidos con REEF3D con 128 procesadores en una modelación que duró 40 horas (Kamath *et al.*, 2017).

Para oleaje interactuando con una estructura (Kisacik *et al.*, 2012), *olaFlow* mostró un bajo rendimiento en la captura de la presión; probablemente debido a la baja frecuencia de muestreo (10 Hz), comparada con los 20 kHz utilizados en los sensores de presión. Adicionalmente, esta resolución temporal generó un significativo aumento en el espacio del disco duro y del tiempo de modelación, que pudieran haber sido evitados con el uso de un *cluster* de alto rendimiento.

Finalmente, considerando todas las configuraciones, supuestos y limitaciones, concluimos que *olaFlow*

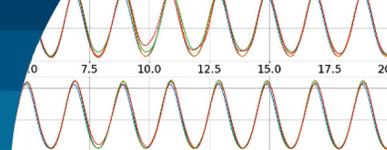
permite obtener resultados cercanos a la teoría cuando las limitaciones de hardware no son influyentes. Sin embargo, cuando fue necesario aumentar la resolución espacial o disminuir el paso de tiempo el costo computacional impidió que el computador de escritorio utilizado en este trabajo pudiera resolver en forma adecuada variables como la presión en el tablero de un muelle.

## Agradecimientos

El segundo autor desea agradecer a los proyectos FONDEF ID23I10078, FONDEF ID23I10336 y al Centro de Investigación para la Gestión Integrada del Riesgo de Desastre CIGIDEN ANID/1522A0005 FONDAP 2022.

## Referencias

- Arjona, S. (2016). *Análisis funcional de un dissipador de oleaje pasivo basado en medios porosos*. Tesis de magister, Universidad de Cantabria, España
- Borges, P.M (2013). *Free-surface flow interface and air-entrainment modelling using OpenFOAM*. Doctoral thesis, Universidad de Coimbra, Portugal
- Campos-Caba, R. y Winckler, P. (2023). Evaluación de caudal de sobrepaso en una defensa costera mediante un modelo basado en las ecuaciones de Navier-Stokes promediadas por Reynolds en el volumen (VARANS). *Obras y Proyectos* 33, 6-14
- Contreras, C. (2020). *Calibración y validación de OpenFOAM para la modelación de un canal de ondas en 2D*. Memoria de título de Ingeniero Civil Oceánico, Universidad de Valparaíso, Chile
- Dean, R.G. and Dalrymple, R.A. (1991). *Water wave mechanics for engineers and scientists*. Vol. 2. World Scientific, Singapore
- Dingemans, M.W. (1994). *Water wave propagation over uneven bottoms*. Advanced Series on Ocean Engineering 13, World Scientific, Singapore
- Greenshields, C.J. (2017). User guide for openFOAM. OpenFOAM Foundation Ltd., England
- Higuera, P. (2017). *olafow: CFD for waves*. <https://doi.org/10.5281/zenodo.1297013>
- Higuera, P. (2015). *Aplicación de la dinámica de fluidos computacional a la acción del oleaje sobre estructuras*. Tesis doctoral, Universidad de Cantabria, España



- Higuera, P., Losada, I. J. and Lara, J. L. (2015). Three-dimensional numerical wave generation with moving boundaries. *Coastal Engineering* **101**, 35–47
- Holthuijsen, L.H. (2007). *Waves in oceanic and coastal waters*. Cambridge University Press, UK
- Jasak, H., Weller, H.G. and Nordin, N. (2004). In-cylinder CFD simulation using a C++ object-oriented toolkit. *SAE World Congress & Exhibition*, USA
- Kamath, A., Alagan Chella, M., Bihs, H. and Arntsen, Ø.A. (2017). Energy transfer due to shoaling and decomposition of breaking and non-breaking waves over a submerged bar. *Engineering Applications of Computational Fluid Mechanics* **11**(1), 450-466
- Kisacik, D., Troch, P. and van Bogaert, P. (2012). Description of loading conditions due to violent wave impacts on a vertical structure with an overhanging horizontal cantilever slab. *Coastal Engineering* **60**, 201-226
- Lambert, R.J. (2012). *Development of a numerical wave tank using OpenFOAM*. MSc thesis, Universidad de Coimbra, Portugal
- Larsen, B.E., Fuhrman, D.R. and Roenby, J. (2019). Performance of interFoam on the simulation of progressive waves. *Coastal Engineering Journal* **61**(3), 380-400
- Liu, S.N. (2017). Implementation of a complete wall function for the standard  $k-\epsilon$  turbulence model in OpenFOAM 4.0. Technical report, University of Stavanger, Norway
- Nakayama, A. and Kuwahara, F. (1999). A macroscopic turbulence model for flow in a porous medium. *Journal of Fluids Engineering* **121**(2), 427-433
- Pedroso, A. y Torres, A. (2011). Sobre el uso de las ecuaciones de Navier-Stokes con el promedio de Reynolds en el campo de la ingeniería de costas. *Tecnología y Ciencias del Agua* **2**(2), 54-67
- Svendsen, I.A. (2006). *Introduction to nearshore hydrodynamics*. Advanced Series on Ocean Engineering 24, World Scientific, Singapore



# Valoración inicial de mezclas asfálticas retardante de fisuras reflejas elaboradas con asfaltos con alta incorporación de NFU

Initial assessment of asphalt mixtures reflective cracking retarder made with asphalt with high incorporation of NFU

Fecha de entrega: 25 de abril 2023

Fecha de aceptación: 3 de julio 2023

Adrián Segura<sup>1</sup>, Gerardo Botasso<sup>2</sup>, Belén Raggiotti<sup>1</sup>, Ignacio Zapata<sup>2</sup> y Oscar Rebollo<sup>2</sup>

<sup>1</sup> CINTEMAC, Universidad Tecnológica Nacional, Maestro López esq. Cruz Roja Argentina, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina, asegura@frc.utn.edu.ar, braggiotti@frc.utn.edu.ar

<sup>2</sup> LEMAC, Universidad Tecnológica Nacional, Avda. 60 y 124, La Plata, Argentina, gbotasso@frlp.utn.edu.ar, izapata@frlp.utn.edu.ar, orebollo@frlp.utn.edu.ar

*El deterioro prematuro de los pavimentos debido a la aparición de fisuras que se reflejan de capas inferiores suele ser uno de los problemas frecuentes en las tareas de rehabilitación. Mejorar el desempeño y durabilidad de las capas de refuerzos, retrasando la aparición de fisuras, contribuye a prolongar la vida útil de dichas estructuras. Esto se ha tratado estudiando diferentes alternativas tecnológicas, considerando distintos materiales interpuestos entre las fisuras y las nuevas capas asfálticas colocadas. Es por todo esto que, en la búsqueda de nuevos materiales que sean capaz de aportar a la situación mencionada y analizar alternativas de mayor reuso de neumáticos fuera de uso (NFU), en este trabajo se ha evaluado distintos tipos de mezclas, elaboradas con asfaltos modificados con alta tasa de NFU. El análisis del comportamiento de ellas, ha permitido compararlas y determinar la que presenta el mejor desempeño para demorar la reflexión de las fisuras en superficie.*

*Palabras clave: neumáticos, asfalto, mezcla, retardo de fisuras*

*The premature deterioration of pavements due to the appearance of cracks that are reflected from lower layers is usually one of the frequent problems in rehabilitation tasks. Improving the performance and durability of the reinforcement layers, delaying the appearance of cracks, contributes to prolonging the useful life of those structures. This has been addressed by studying different technological alternatives, considering different materials interposed between the cracks and the new asphalt layers placed. It is for all this that, in the search for new materials that are capable of contributing to the aforementioned situation and analysing alternatives for greater reuse of end-of-life tires (NFU), in this work different types of mixtures have been evaluated, made with modified asphalts with high NFU rate. The analysis of their behaviour has made it possible to compare them and determine which presents the best performance for delaying the reflection of cracks on the surface.*

*Keywords: tires, asphalt, mixture, crack retardation*

## Introducción

El neumático, una vez que llega a agotar su vida útil, su caucho se puede reciclar para diferentes usos, como pueden ser elementos cortados directamente del mismo, energía en hornos de cemento o también como adición en el proceso de modificación de los asfaltos para la elaboración de mezclas asfálticas. Este elastómero no es virgen, ha-

biendo experimentado un cambio en su respuesta frente a estados de sollicitación con deformaciones menos flexibles. Algunas toneladas son utilizadas en algunos de los usos antes mencionados, pero también se depositan en naves y espacios abiertos a la espera de un tratamiento que no siempre llega. Esta acumulación da lugar a la aparición de roedores e insectos como mosquitos e incendios de difi-



cil control. Por otro lado, si estos neumáticos tienen como destino final su disposición en vertederos, trae inconvenientes por su forma y composición, ya que no pueden ser fácilmente compactados, ni se descomponen y, por lo tanto, consumen cantidades considerables de espacio en los vertederos (Lund, 1996).

Por otro lado, en la búsqueda de obtener asfaltos con altas prestaciones elásticas, en los últimos años, se han estudiado distintos modificadores de los asfaltos. El polvo de (NFU) ha sido uno de ellos, siendo tasas del orden del 8% las experiencias realizadas en Argentina (e.g. Botasso y Segura, 2013). Con el objetivo de obtener mejoras en las propiedades mencionadas, en la presente investigación se ha estudiado una mayor incorporación de NFU y su aplicación en mezclas retardantes de la fisuración refleja.

Por otra parte, los pavimentos asfálticos presentan distintos tipos de fallas, que afectan a la calidad y las propiedades de sus materiales. Las más frecuentes son las de deformaciones permanentes (ahuellamiento), el agrietamiento por fatiga, el agrietamiento térmico y la fisuración refleja.

El agrietamiento por fatiga se puede deber a varias causas; entre las que se encuentra el paso del tránsito, el envejecimiento que sufre la mezcla asfáltica durante el transcurso de su vida útil, la presencia de humedad en las capas del pavimento o una pobre calidad de materiales que la componen. Con la iniciación de las fisuras, el sucesivo paso de los vehículos genera que el deterioro de la carpeta de rodamiento prosiga, propagándose la plantilla de fisuras y observándose un entramado de las mismas, lo cual se conoce vulgarmente como “piel de cocodrilo”.

La fisuración refleja se puede definir como la discontinuidad que aparece en la capa asfáltica dispuesta como refuerzo en un pavimento existente, es decir que resulta de una prolongación ascendente de la fisura que presenta la capa inferior y que puede no corresponder a fallas del paquete estructural (Rodríguez y Montestruque, 2010). Estas constituyen no sólo un problema estético sino fundamentalmente una vía posible para la entrada del agua hacia las capas inferiores del pavimento, ocasionando degradaciones que afectan la regularidad superficial y, por lo tanto, la comodidad y la seguridad en el tránsito. También es importante mencionar que esencialmente generan una disminución en la capacidad portante de las capas inferiores, sub-base y

sub-rasante, disminuyendo de esta manera notablemente la vida en servicio del camino (Francesio, 2001).

Una fisura subyacente a la capa asfáltica puede actuar de dos formas independientes para provocar su reflexión. Una de ellas es cuando se verifica roce entre la capa de refuerzo y el pavimento existente, lo cual genera a baja temperatura una concentración de tensiones en la región de la extremidad de la fisura que provoca a su vez la abertura de una nueva fisura en la capa de refuerzo.

El deterioro prematuro de los pavimentos debido a la aparición de fisuras reflejas, por rotura rápida de las capas colocadas para tal fin, ocasiona reiteradas tareas de mantenimiento en las carpetas de rehabilitación colocadas sobre ellas, generando incrementos en los costos de conservación de estas estructuras. En búsqueda de mejorar esta situación, se han interpuesto geogrillas y geosintéticos en dichas capas, implicando mayores costos que, en algunos proyectos, puede resultar prohibitivo. Las mezclas más utilizadas para esto, han sido las arenas-asfalto (AA) de granulometría continua y que pueden ser elaboradas con asfalto convencional. Además, permiten corregir deterioros superficiales, restituir gálibos, entre otros; pero en reiteradas ocasiones han fallado de manera temprana frente a la propagación de fisuras. Se genera así la necesidad de mejorar el desempeño de esta mezcla, para lo cual se las han elaborado a partir de asfaltos modificados. En ese sentido en el presente estudio se ha evaluado el desempeño de la mismas, a partir de una elaborada con asfalto convencional (AA CA30), otra fabricada con modificado con polímero virgen (AA AM3) y otra con NFU (AA NFU). Esta última presenta como dificultad que, dada su granulometría continua, alto contenido de finos y su fabricación con un asfalto con elevada tasa de NFU, no posee una adecuada cantidad de vacíos para alojar dicha proporción de NFU; lo cual se puede ver en los resultados de una menor densidad y vacíos. Esto trae aparejado una disminución de su capacidad de resistencia al ahuellamiento y frente a las otras dos AA un mejor desempeño a la propagación de fisuras. En la búsqueda de alternativas para mejorar estas dos características que se tensionan, y considerar una mezcla que posea una mayor capacidad de alojar la alta tasa de NFU, se evalúan mezclas con granulometría discontinua y que deben ser elaboradas con asfalto modificado. Estas presentan un menor ahuellamiento y poseen una mayor proporción de



vacíos capaces de albergar al NFU. Asimismo, estos espacios ocupados parcialmente por el mastic, formado por los finos y el ligante modificado con NFU, generan un medio que dificulta el crecimiento de la fisura. Esto debido, a que ese medio está formado por una proporción de mastic respecto de los vacíos que, junto con la mejor elasticidad del ligante, permite a estas mezclas disipar mejor la energía y disminuir la velocidad de ascenso de las fisuras.

En esa línea, se plantea un estudio de mezclas de discontinuidad creciente en la búsqueda de observar lo antes mencionado. Por ello, se evalúa un microconcreto discontinuo en caliente (MAC), uno elaborado con NFU (MAC NFU) y otro con polímero virgen (MAC AM3). También, avanzando en una mayor discontinuidad, se considera otra propuesta dada por CEDEX (2007) (propuesta: España), una elaborada con NFU (España NFU) y otra con polímero virgen (España AM3). La valoración de la capacidad de disminuir la velocidad de ascenso de las fisuras, se ha realizado en probetas ensayadas con la metodología del modelo de reflejo de fisuras con equipo de cargas cíclicas (MR) LEMaC. La determinación se ha realizado en probetas rectangulares fabricada con cada una de las mezclas. Las mismas han sido consideradas en una aproximación inicial, ya que la evaluación final se debe realizar en el modelo que considere las capas intervinientes en una tarea de rehabilitación, siendo esto una capa inferior fisurada, una intermedia retardante de la fisura y una superficial de refuerzo.

En síntesis, una mezcla para retardo de fisura deberá ser capaz de disipar las tensiones generadas deformándose y admitiendo una mayor cantidad de ciclos de carga hasta la rotura sin perjudicar otras características. En la presente investigación, para estudiar esto, se han evaluado el desempeño de diferentes mezclas asfálticas elaboradas con un mayor porcentaje de NFU en el ligante asfáltico y creciente discontinuidad granulométrica. Esto es para, además de dotar al ligante base de mejores características al igual que la mezcla, también lograr una mayor utilización de NFU.

## Materiales y métodos

Los materiales utilizados para el desarrollo experimental, han sido polvo de caucho de NFU, ligante asfáltico convencional y modificado (AM3) y agregados. El NFU se obtuvo del pasante del tamiz N°25, es decir 0.7 mm. En

la Figura 1, se observa la granulometría de polvo de NFU utilizada.

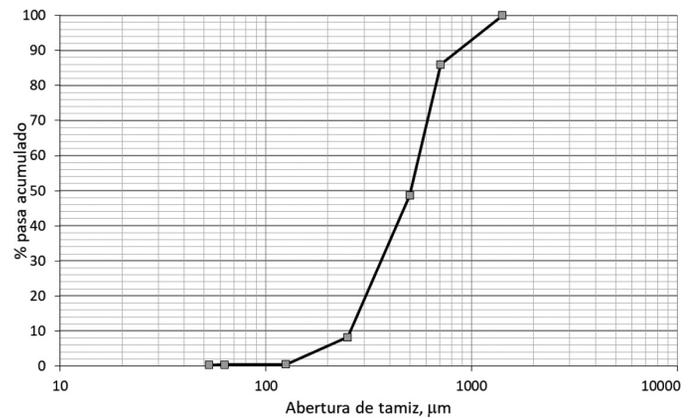


Figura 1: Granulometría del polvo de NFU

El ligante asfáltico en el que se realizó la incorporación del NFU fue caracterizado, de acuerdo a la norma IRAM 6835 (2020), como un CA-30. Para ello se determinó la penetración, punto de ablandamiento (PA) y viscosidad rotacional a 60°C y 135°C.

La incorporación del polvo de NFU fue realizado por vía húmeda, mediante un dispersor y se lo muestra en la Figura 2.



Figura 2: Equipo dispersor



La dispersión se realizó incorporando el polvo de neumático en el asfalto colocado en la cuba inferior a temperatura para comenzar el mezclado. La incorporación se hizo en aproximadamente 5 min y el tiempo total en el equipo fue de 60 min. La velocidad a la cual se elaboraron las dispersiones estuvo entre 7000-7500 RPM y la temperatura entre 180 y 190°C. Posteriormente se procedió a la determinación de la penetración, punto de ablandamiento y viscosidad rotacional a 135°C y 170°C.

En los asfaltos utilizados, se realizó los ensayos antes mencionados y también un barrido de temperatura con el reómetro de corte dinámico siguiendo AASHTO M320-10 (2022). Así es posible determinar los parámetros calculados a partir de ensayos oscilatorios. La magnitud del módulo complejo de corte ( $G^*$ ) y el ángulo de fase ( $\delta$ ) está relacionada con la resistencia total a la deformación ante una carga y la distribución relativa de la deformación elástica y viscosa. Estos parámetros presentan una variación importante con cambios de temperatura y tiempo de carga. La metodología SUPERPAVE (Asphalt Institute, 2003), que es un sistema para especificar ligantes asfálticos, agregados, diseño de mezclas y predicciones del comportamiento de la misma, el cual involucra procedimientos para la selección cuidadosa de materiales, establece que el parámetro  $G^*/\text{sen}\delta$  es el parámetro de control de la deformación permanente. En la Figura 3a y 3b, se puede ver el equipo utilizado y la pastilla de ensayo, respectivamente.



Figura 3: a) Equipo reómetro de corte dinámico y b) pastilla de ensayo de asfalto con NFU

Los agregados utilizados tienen un rango de tamaños de 0 a 3 mm, 0 a 6 mm y 6 a 12 mm; de estos se realizaron sus respectivas granulometrías y se utilizaron para la con-

formación de las diferentes curvas granulométricas de las distintas mezclas estudiadas. Estas surgieron como consecuencia de las experiencias realizadas y trabajos previos (Borreli, 2020; PP1200, 2001; Uguet *et al.*, 2020; PET, 2017; Gallego y Saiz, 2017; Segura *et al.*, 2018; Segura *et al.*, 2022), siendo una arena asfalto (AA), un microconcreto discontinuo en caliente (MAC) y otra (propuesta: España) a partir de curvas límites del CEDEX (2007) que las menciona para tal fin.

En el caso de la AA se analizaron diferentes curvas límites y casos de aplicación con el fin de encontrar una curva a utilizar en la experiencia. En la Figura 4 se puede ver en color verde las curvas límites Uruguay que fueron utilizadas en la aplicación de un caso de rehabilitación de una ruta de acceso en Montevideo Uruguay (Borreli, 2020). Asimismo, las curvas celestes La Plata corresponden a curvas límites, utilizadas en PET (2001). Luego la curva en amarillo Bs. As. pertenece a un caso de aplicación de una arena asfalto como sistema antirreflejo de fisura en la provincia de Buenos Aires Argentina (Uguet *et al.*, 2020). Por último, la curva en negro UPM es un mortero bituminoso utilizado en experiencias en el laboratorio de la Universidad Politécnica de Madrid. La curva roja AA es la utilizada para la elaboración de las arenas asfalto para la experiencia. Esta fue adoptada luego de intentar encuadrar dentro los límites, curvas verdes Uruguay, comparando la similitud con los casos antes mencionados Bs. As. y UPM y considerando los límites de las curvas celestes, La Plata. Se puede observar que estas últimas, contiene a la mayoría de los puntos de las otras curvas. Es por todo esto y teniendo en cuenta la granulometría de los áridos locales disponibles, se conformó la curva roja propuesta.

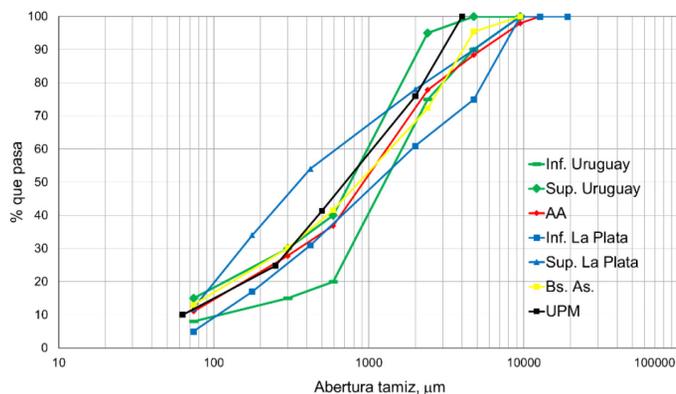


Figura 4: Curvas granulométricas de agregados AA analizadas y adoptada (Inf.: inferior; Sup.: superior)



En cuanto al MAC se procedió de manera similar al caso anterior. En la Figura 5 se puede ver de color negro las curvas límites MAC F10, las mismas corresponden al PET (2017). También la de color amarillo España A, es mencionada por Gallego y Saiz (2017), para uso como retardante de fisuras reflejas. Asimismo, la España A modificada que corresponde a la recién mencionada, pero que fue modificada por Segura *et al.* (2022), en experiencias realizadas en el laboratorio de la Universidad Politécnica de Madrid. La curva verde Propuesta: MAC F10, definida por Segura *et al.* (2018), fue elaborada con una menor cantidad de NFU y para valorar sus características superficiales. Esta curva fue la seleccionada para la realización de los MAC en la presente investigación, a partir de observar la similitud con los otros dos casos España A y A modificada, que se encuentra contenida dentro de las curvas límites de color negro MAC F10 y la posibilidad de conformarla con la granulometría de los áridos locales disponibles.

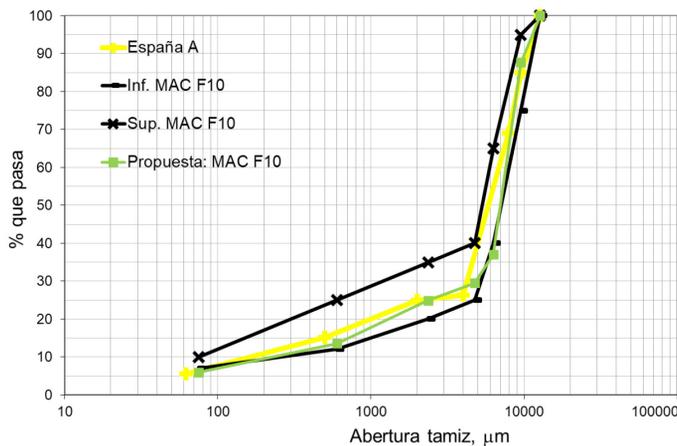


Figura 5: Curvas granulométricas de agregados MAC analizadas y adoptada (Inf.: inferior; Sup.: superior)

La tercera mezcla valorada, ha sido mencionada antes como Propuesta: España y ésta se adoptó construyéndola a partir de los límites superior e inferior del manual español CEDEX (2017), curvas celestes España B, como se muestra en la Figura 6. Esta construcción se realizó separando en fracciones por tamizado del agregado y colocar un porcentaje intermedio entre dichos límites. Esto se debió a la complejidad de obtener una curva resultante a partir de la mezcla de otros de uso frecuente y disponibles, que encuadre dentro de los reducidos entornos de las curvas España B.

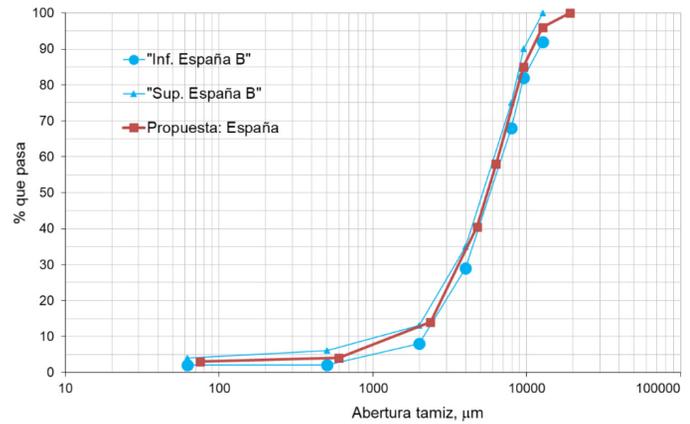


Figura 6: Curvas granulométricas de Propuesta España analizadas y adoptada

Se puede observar en las Figuras 4, 5 y 6 que las tres curvas adoptadas para la realización de la experiencia, AA, MAC F10 y España, presentan una creciente discontinuidad granulométrica, es decir, granulometría no uniforme con una mayor ausencia de tamaños intermedios. Esto se puede ver en el marcado cambio de la curva de aproximadamente una línea, la AA, hasta una de dos tramos, la España.

En cuanto a la dosificación de la cantidad de ligante a incorporar en cada una de las mezclas, fue establecido según los desarrollos y trabajos llevados a cabo anteriormente (Gallego y Saiz, 2017; Segura *et al.*, 2022; Uguet *et al.*, 2020) y buscando que los parámetros mecánicos y volumétricos se encontraran dentro de valores esperados. Las mezclas que se elaboraron fueron las granulometrías antes mencionadas con los diferentes ligantes, quedando las combinaciones que se presentan en la Tabla 1.

Tabla 1: Designación de mezclas asfálticas elaboradas

Ligante/ Granulometría	AA	MAC	España
CA30	AA CA30	-	-
CA30+24%NFU	AA NFU	MAC NFU	España NFU
AM3	AA AM3	MAC AM3	España AM3

Luego se fabricaron probetas Marshall de cada una de las siete mezclas, como se puede ver en la Figura 7, para la determinación de los parámetros mecánicos y volumétricos y la resistencia a daños por humedad inducidos. Esta



última se hizo siguiendo AASHTO T283 (2022) y en las Figuras 8a, 8b y 8c se presentan el acondicionamiento, saturación y ensayo en prensa a tracción indirecta de las mismas, respectivamente. Asimismo, se fabricaron probetas para la determinación del ahuellamiento siguiendo la norma UNE-EN 12697-22 (2008) para cada una de las mezclas, tal como se observa en las Figuras 9a y 9b (Botasso y Segura, 2013).



Figura 7: Probetas Marshall

La valoración de la propagación de la fisura se realizó sobre probetas rectangulares de 30 cm de largo, 10 cm de ancho y 5 cm de espesor. Las mismas fueron obtenidas cortando las del ensayo de ahuellamiento, Figura 10a, siendo esto una primera aproximación en la determinación del comportamiento estudiado. La metodología se hizo a través del modelo de reflejo de fisuras con equipo de cargas cíclicas (MR) LEMaC, que fue evaluado y utilizado por Delbono (2014). La misma utiliza el equipo de módulo dinámico, Figura 10b, descrito en la Norma UNE EN 12697-26 (2006), adaptándolo al denominado Módulo de Rigidez (MR). Este consta de un actuador neumático que posibilita la variación de cargas a diferentes frecuencias y el acondicionamiento de todo el equipo y muestra a la temperatura de ensayo deseada. En la Figura 10c, se observa el inicio de la fisura en una de las mezclas estudiadas.

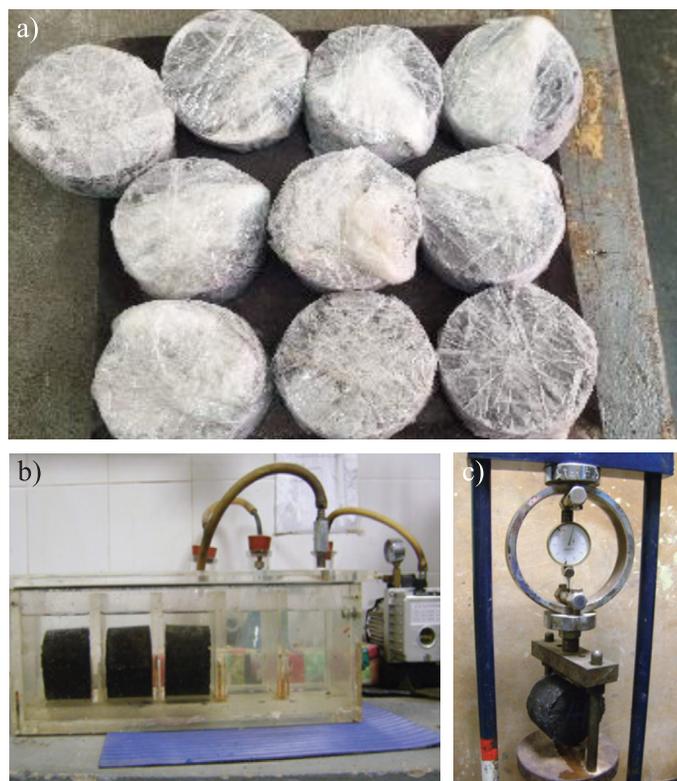


Figura 8: a) Acondicionamiento de probetas, b) saturación de probetas y c) ensayo a tracción indirecta de probetas

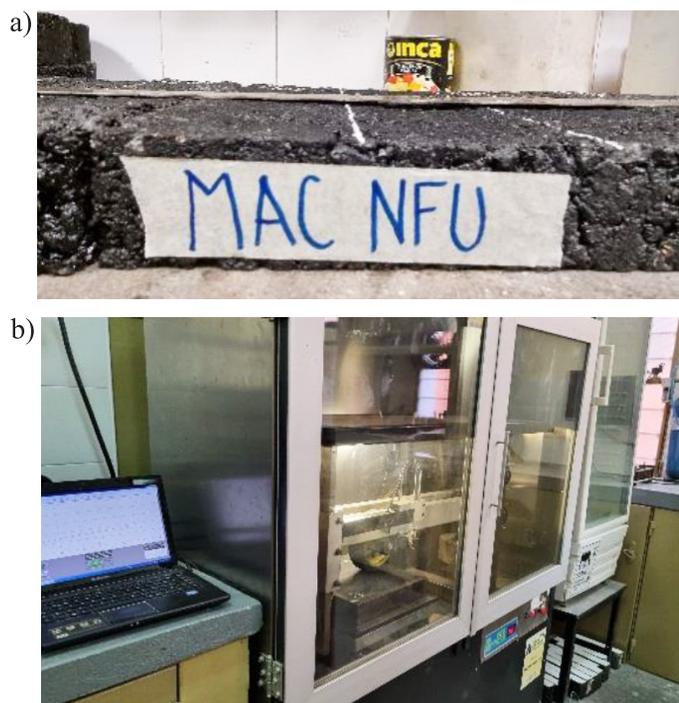


Figura 9: a) Probeta para ensayar ahuellamiento y b) equipo de ensayo de ahuellamiento



Figura 10: a) Corte de probetas, b) equipo de módulo y c) ensayo e inicio de fisura

## Resultados y discusión

Los resultados de los ensayos de los asfaltos se muestran en la Tabla 2, en donde se ha incorporado la temperatura alcanzada para 1 kPa de  $G^*/\text{sen } \delta$ , siendo éste el primer criterio de Superpave (Asphalt Institute, 2003). En la Figura 11 se muestra la variación de  $G^*/\text{sen } \delta$  para diferentes temperaturas obtenido en el reómetro.

Tabla 2: Ensayos en asfaltos

Ligante/ Ensayo	Penet., 0.1 mm	PA, °C	Visc. 60°C, dPa.s	Visc. 135°C, mPa.s	Visc. 170°C, mPa.s	$G^*/\text{sen } \delta$ , 1 kPa, °C
CA30	60	48	3450	503	-	70
CA30+24% NFU	28	67	-	10459	2200	88
AM3	52	76	-	-	580	82

Penet.: penetración; PA: punto de ablandamiento; Visc.: viscosidad

Estos muestran una fuerte modificación del asfalto base al incorporar una tasa del 24% de NFU. Esto se evidencia en

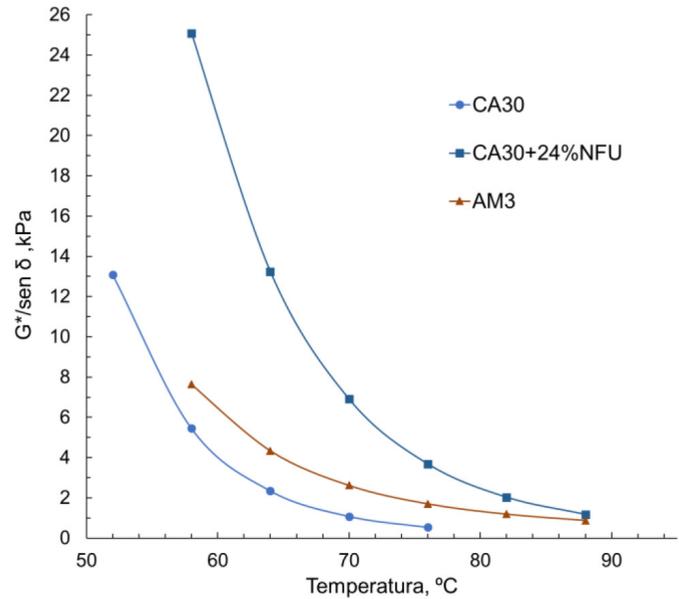


Figura 11: Variación de  $G^*/\text{sen } \delta$  a diferentes temperaturas para los tres ligantes asfálticos

un aumento del punto de ablandamiento PA, disminución de la penetración y en el aumento de la temperatura para el valor de 1 kPa de  $G^*/\text{sen } \delta$ . Estos resultados para el asfalto con NFU permiten mencionar que son los esperados para lograr un mejor desempeño elástico del ligante en la elaboración de mezclas.

En la Tabla 3 se presentan los resultados obtenidos de parámetros volumétrico y mecánicos, realizados a las diferentes mezclas siendo éstos: la densidad, vacíos, relación de los esfuerzos tensional (TSR), entre los grupos de probetas acondicionadas y las no acondicionadas, y ahuellamiento. Asimismo, de los tres primeros se muestran gráficos para su comparación en las Figuras 12, 13 y 14; para el último parámetro se ha construido un gráfico para cada grupo de mezcla, ver Figuras 15, 16 y 17.

Tabla 3: Ensayos en las mezclas asfálticas

Mezcla/ Ensayo	Ligante, %	Densidad, kg/dm <sup>3</sup>	Vacíos, %	TSR, %	Ahuellamiento, mm
AA CA30	6.8	2.378	3.73	84	2.62
AA AM3	6.8	2.363	3.53	91	1.75
AA NFU	9.0	2.311	2.51	83	3.69
MAC AM3	5.0	2.398	4.11	90	1.92
MAC NFU	8.0	2.358	2.84	82	1.29
España AM3	5.0	2.331	5.17	88	2.11
España NFU	8.0	2.228	6.86	81	2.72

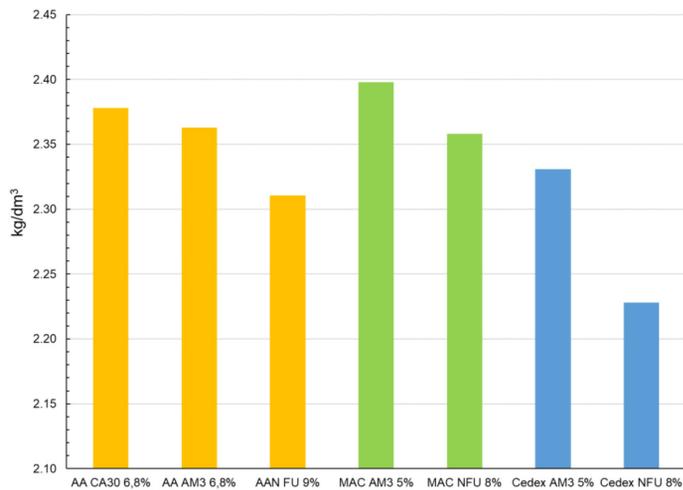


Figura 12: Densidad Marshall de cada tipo de mezcla

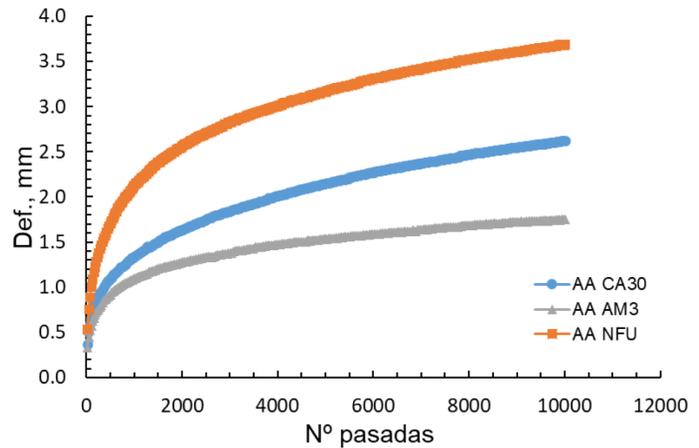


Figura 15: Curva de ahuellamiento para las mezclas AA y tipo de ligante asfáltico (wheel tracking test WTT)

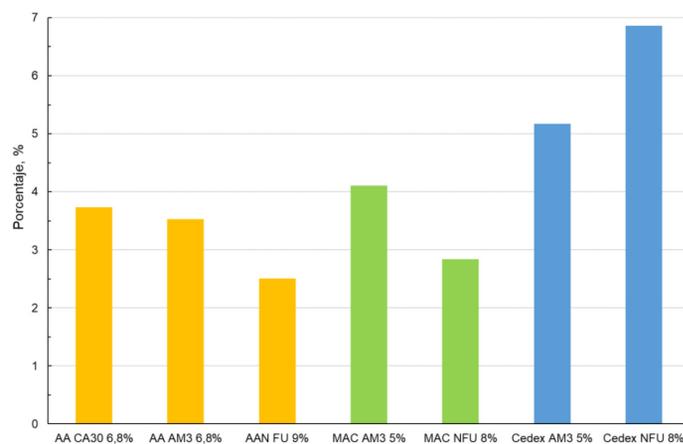


Figura 13: Vacíos de cada tipo de mezcla

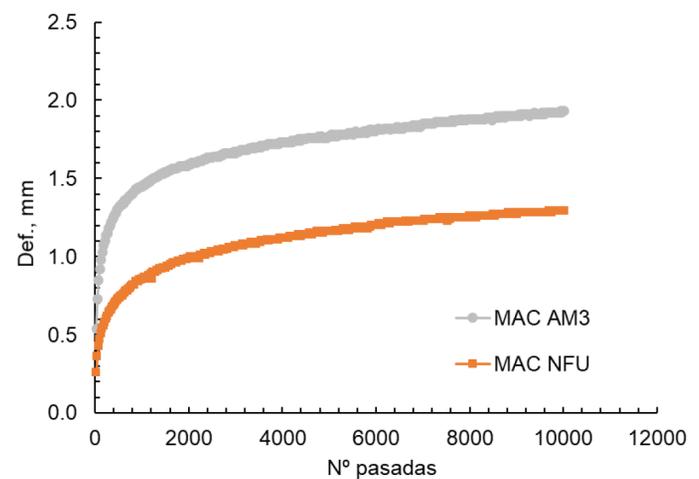


Figura 16: Curva de ahuellamiento para las mezclas MAC y tipo de ligante asfáltico (wheel tracking test WTT)

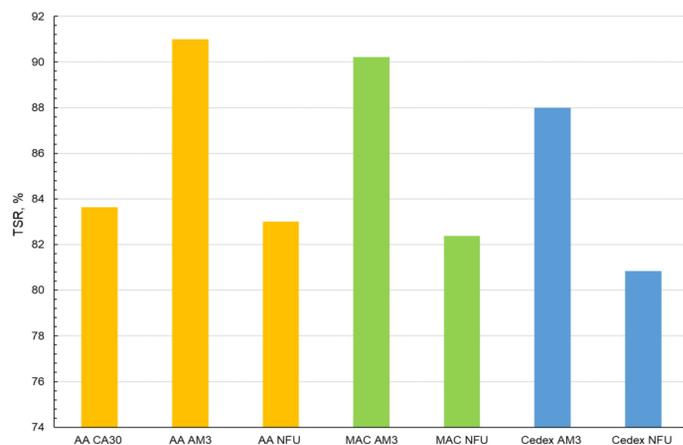


Figura 14: Test de Lottman de cada tipo de mezcla

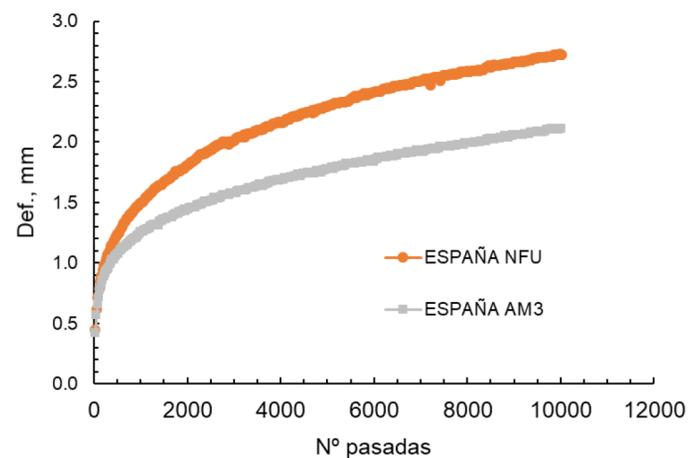


Figura 17. Curva de ahuellamiento para las mezclas España y tipo de ligante asfáltico (wheel tracking test WTT)

La valoración de la propagación de la fisura se realizó según la metodología descrita antes y siendo esto una primera aproximación, se tomaron los valores de ensayos



expresados en la Tabla 4, iguales para todas las mezclas, en donde también están los resultados obtenidos para cada una de ellas. Asimismo, para una mejor visualización se presentan graficados en la Figura 18.

Tabla 4: Propagación de fisura en las mezclas asfálticas

Mezcla/Ensayo	Frecuencia, Hz	Temperatura, °C	Carga, kg	Inicio fisura, ciclos	Rotura, ciclos
AA CA30	0.33	25	82	100	390
AA AM3				250	412
AA NFU				570	956
MAC AM3				670	2470
MAC NFU				1900	5244
España AM3				11	93
España NFU				180	295

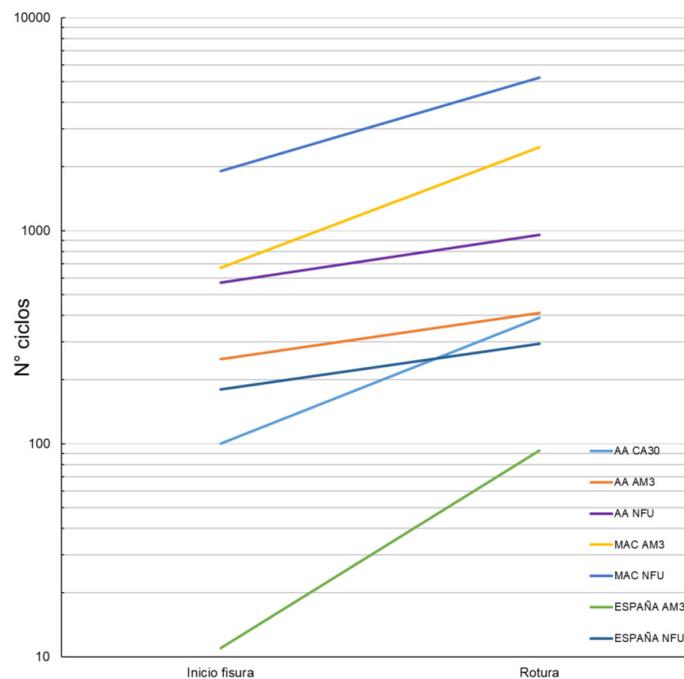


Figura 18: Curva de inicio de fisura y rotura para las diferentes mezclas

En la AA se observa que la con NFU presenta un valor menor de densidad, vacíos y TSR, respecto de las otras dos mezclas AA. Asimismo, el menor ahuellamiento de las tres AA se obtuvo para la realizada con AM3.

En los MAC las densidades se encuentran cercanas entre el AM3 y NFU, siendo levemente inferior la mezcla con NFU, y los vacíos de este último es menor. Esto se estima que esté relacionado con su estructura granular permitien-

do alojar el NFU sin disipar la energía de compactación y también por el mayor porcentaje de ligante. Asimismo, en éste, la menor presencia de vacíos muestra un TSR con un valor aceptable y cercano al obtenido al MAC AM3. Por otro lado, el ahuellamiento muestra un valor inferior en el MAC NFU, esto puede estar relacionado a su estructura granular que interactúa con el ligante con NFU y a la elevada tasa del mismo.

En cuanto a España NFU, presenta una menor densidad y vacíos mayores, esto se estima sea por su granulometría, y se evidencia una menor resistencia TSR y un mayor ahuellamiento. En este último, además se observa que la curva muestra una tendencia de crecimiento. En cambio, en las otras mezclas se observa un menor crecimiento en todo el tramo último de la curva, siendo esto más evidente en los MAC.

El gráfico de propagación de fisura muestra que el MAC NFU admitió el mayor número de ciclos hasta la rotura respecto de todas las otras mezclas. Asimismo, para cada grupo de mezcla la que fue elaborada con NFU resistió mayor cantidad de ciclos para alcanzar la rotura. También se desprende que cada familia de curvas presenta una tendencia a una similar pendiente entre ellas. Estos desempeños están asociados a la mayor capacidad elástica que presenta el ligante con NFU, las densidades, vacíos y estructura granular de las distintas mezclas.

## Conclusiones

Los parámetros evaluados como la penetración, punto de ablandamiento,  $G^*/\text{sen}\delta$  en el ligante con NFU, muestran que se ha logrado una fuerte modificación en el asfalto base.

La elaboración de los tres tipos de mezclas estudiados con asfalto con NFU muestran que en todas se produce una disminución de sus densidades. Esto se estima sea la respuesta que produce el efecto rebote del equipo de compactación por la presencia del NFU.

Una mayor temperatura del  $G^*/\text{sen}\delta$  para el CA30+24% NFU, evidencia un mejor desempeño elástico y que asociado a la granulometría del MAC NFU da como resultado un menor ahuellamiento.

El mayor valor de  $G^*/\text{sen}\delta$  en CA30+24% NFU no se ve reflejado en un menor ahuellamiento en la AA NFU. Esto



se estima se deba a que por su granulometría continua y agregado fino no es capaz alojar la cantidad de NFU, generando una disipación de energía en la compactación trasladándose a una menor densidad y mayor ahuellamiento y un menor TSR.

En la mezcla España NFU se observa un ahuellamiento levemente mayor respecto que con AM3. Esto puede deberse a que su granulometría proporciona mayor cantidad de vacíos, posee menor cantidad de finos que colabore con el mastic, generando una estructura con una menor capacidad de resistencia al ahuellamiento que en el MAC NFU.

Todas las mezclas elaboradas con CA30+24 NFU presentan mayor cantidad de ciclos para la rotura respecto a las otras mezclas.

El ligante con NFU asociado a una estructura granular discontinua, con presencia de gruesos y una adecuada cantidad de finos, como es el caso de MAC NFU, admite una mayor cantidad de ciclos hasta la rotura. Esto se estima se deba a que la fisura encuentra a su paso un mastic asfáltico más elástico que ocupa los vacíos de esta mezcla, disipando la energía y disminuyendo su rapidez de ascenso.

El MAC AM3 presenta menor cantidad de ciclos respecto del MAC NFU. Esto se estima a que el primero, presenta una mayor proporción de vacíos y en ellos hay una menor cantidad de mastic asfáltico, con un asfalto con menor capacidad elástica y por esto menor capacidad de disipar la energía de la fisura.

Entre las mezclas AA, MAC y España elaboradas con CA30+24% NFU, se observa un incremento de vacíos, una creciente discontinuidad granulométrica y una mayor proporción de vacíos respecto a la cantidad de mastic, respectivamente. Asimismo, el MAC NFU es la que más ciclos admitió hasta llegar a la rotura. Se estima que un aumento de la cantidad de vacíos que contengan un mastic asfáltico más elástico colabora a resistir más ciclos de carga. Esto último se considera que sucede hasta cierto incremento de vacíos, ya que en España la cantidad de ciclos es menor.

Una adecuada relación mastic asfáltico sobre vacíos, elaborado con un asfalto con mejor capacidad elástica observado en el  $G^*/\sin\delta$ , permitiría obtener una mayor cantidad de repeticiones de carga hasta la rotura, tal como muestra el MAC NFU. Una variación de dicha relación se

traduciría en una menor capacidad, siendo la más desfavorable aquella que presenta una elevada cantidad de vacíos respecto al mastic disponible.

De acuerdo a los resultados mostrados, el MAC NFU se presentaría como una buena alternativa para sistemas de retardo de fisura frente a las tradicionales mezclas AA usadas. Siendo esto un comportamiento a continuar evaluando mediante otros ensayos y modelos que permita continuar evidenciando dicho desempeño.

## Referencias

AASHTO M320-10 (2022). Standard specification for performance – Graded asphalt binder. American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO, Washington DC, USA

AASHTO T283 (2022). Standard method of test for resistance of compacted asphalt mixtures to moisture-induced damage. American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO, Washington DC, USA

Asphalt Institute (2003). Superpave. Performance graded asphalt binder specification and testing. 3<sup>rd</sup> ed., Lexington KY, USA

Borrelli, M. (2020). Rehabilitación en mezcla asfáltica- Ruta 1 doble vía Acceso a Montevideo. *Jornada del Asfalto* (virtual), Asociación Uruguaya de Caminos, Uruguay, <https://bitafal.com.uy/arena-asfalto-con-am3-en-ruta-1/>

Botasso, G. y Segura, A. (2013). Estudio experimental de microaglomerado asfáltico antiderrapante modificado con NFU. *Obras y Proyectos* 14, 36-44

CEDEX (2007). Manual de empleo de caucho de NFU en mezclas bituminosas. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX). Ministerio de Medio Ambiente y de Fomento de España. Madrid, España

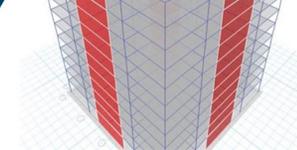
Delbono, H.L. (2014). *Estudio de grillas poliméricas en sistemas anti-reflejo de fisuras bajo solicitaciones dinámicas*. Tesis doctoral, Universidad Tecnológica Nacional, La Plata, Buenos Aires, Argentina

Francesio, C.A. (2001). El control de la fisuración refleja. *XI CILA – Congreso Iberoamericano del Asfalto*, Lima, Perú

Gallego, J. y Saiz, L. (2017). Guía para la fabricación y puesta en obra de mezclas bituminosas con polvo de neumático. Sistema Colectivo de Gestión de Neumáticos Fuera de Uso, SIGNUS. Madrid, España



- IRAM 6835 (2020). Asfaltos para uso vial. Clasificación por viscosidad – Requisitos. Instituto Argentino de Normalización y Certificación. Buenos Aires, Argentina
- Lund, H.F. (1996). Manual McGraw-Hill de Reciclaje. Vol. I. Interamericana, Madrid, España
- PET (2017). Pliego de especificaciones técnicas generales para microaglomerados asfálticos en caliente y semicaliente tipo F. Dirección Nacional de Vialidad (DNV), Argentina
- PET (2001). Pliego de especificaciones técnicas. Plan de pavimentación 1200 cuadras. Municipalidad de La Plata. Buenos Aires, Argentina
- PP1200 (2001). Plan de pavimentación 1200 cuadras. Pliego de especificaciones técnicas. Municipalidad de La Plata, Buenos Aires, Argentina
- Rodríguez, R. y Montestruque, G. (2010). Implementación computacional de un modelo para la previsión de la propagación de fisuras en recapados asfálticos. Tomo 1. *Congreso Comisión Permanente del Asfalto CPA*, Sao Pablo, Brasil
- Segura, A., Gallego, J., Botasso, G. and Raggiotti, B. (2022). Evaluation of anti-reflective cracking mixtures made with high NFU asphalts. *Congress Rubberized Asphalt - Asphalt Rubber RAR2022*, Málaga, España. Locape - Artes gráficas Lda., Portugal
- Segura, A., Positieri, M. y Botasso, G. (2018). *Utilización de asfalto modificado con NFU. Elaboración de un microconcreto discontinuo en caliente*. Volumen I, Publicia, Londres, Reino Unido
- Uguet, M., Larsen, D., Williams, E., Nosetti, A., Morano, P. y Perazo, A. (2020). Arena asfalto como sistema antirreflejo de fisuras en la provincia de Buenos Aires. *Congreso virtual XXXIX Reunión del Asfalto. Encuentro Binacional Argentino – Paraguay*, Argentina, a0075, <http://cpasfalto.com.ar/xxxix-reunion-del-asfalto-presentaciones/>
- UNE EN 12697-26 (2006). Método de ensayo para mezclas bituminosas en caliente. Rigidez. Test methods for hot mix asphalt. Stiffness. Asociación Española de Normalización y Certificación, Madrid, España
- UNE-EN 12697-22 (2008). Método de ensayo para mezclas bituminosas en caliente. Ensayo de rodadura. Test methods for hot mix asphalt. Wheel tracking. Asociación Española de Normalización y Certificación, Madrid, España



# Influencia de la relación momento resistente columna – viga en el mecanismo de colapso de una edificación de tipología mixta ubicada en zona de alto peligro sísmico

Influence of the column – beam resistant moment ratio on the collapse mechanism of a dual typology building located in a high seismic hazard zone

(<https://doi.org/10.21703/0718-2813.2023.34.2444>)

Fecha de entrega: 23 de marzo 2023  
Fecha de aceptación: 19 de octubre 2023

Rodolfo Gamoneda, José Alejandro Sariol y Janet Otmara Martínez

Facultad de Ingeniería, Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echevarría CUJAE, Calle 114, Rotonda y Ciclovía, La Habana, Cuba, [rodolfogamonedacarrillo@gmail.com](mailto:rodolfogamonedacarrillo@gmail.com), [josealesarper@civil.cujae.edu.cu](mailto:josealesarper@civil.cujae.edu.cu), [jcid@civil.cujae.edu.cu](mailto:jcid@civil.cujae.edu.cu) (Orcid: 0000-0003-1969-1553)

*El cumplimiento del criterio “columna fuerte – viga débil” en la concepción estructural de edificaciones asegura un mejor comportamiento de las estructuras frente a eventos sísmicos. Las normas de diseño recomiendan un factor de sobrerresistencia de entre 1.2 y 1.4. La consideración de la Interacción Dinámica Suelo-Estructura IDSE en el análisis modifica el mecanismo de colapso por lo que investigadores recomiendan factores superiores a 2. En la presente investigación se desarrolla un análisis estático no lineal pushover, a través del software ETABS V19, de una edificación de 12 niveles de hormigón armado con tipología mixta, en la que se emplean valores de relación de rigidez de 1.4, 2, 3 y 4, y se determina la influencia de este parámetro en la respuesta estructural de la edificación. Se considera en el análisis la IDSE mediante las formulaciones de Sargsian. Se concluye que el aumento de la relación de rigidez influye en el mecanismo de colapso de las estructuras.*

*Palabras clave: pushover, mecanismo de colapso, interacción dinámica suelo – estructura, relación momento resistente viga – columna*

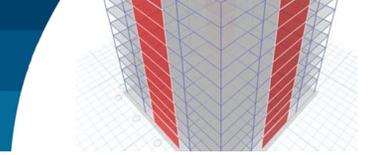
*Compliance with the “strong column - weak beam” criterion in the structural design of buildings ensures better behaviour of structures in seismic events. Design standards recommend an over-resistance factor of between 1.2 and 1.4. The consideration of the Dynamic Soil-Structure Interaction DSI in the analysis modifies the collapse mechanism, so researchers recommend factors higher than 2. In the present research a non-linear static analysis (pushover) is developed, using ETABS V19 software, of a 12-story reinforced concrete building with mixed typology, in which stiffness ratio values of 1.4, 2, 3 and 4 are used, and the influence of this parameter on the structural response of the building is determined. The IDSE is considered in the analysis using Sargsian's formulations. It is concluded that the increase of the stiffness ratio influences the collapse mechanism of the structures.*

*Keywords: pushover, collapse mechanism, dynamic soil-structure interaction, beam-column moment resisting relationship*

## Introducción

Los terremotos representan una de las más grandes amenazas para la seguridad de las estructuras. Por tal motivo, se han establecido diversos criterios a seguir en la concepción estructural de edificaciones para garantizar un adecuado comportamiento frente a estos eventos.

Dentro de las tipologías estructurales más utilizadas en la concepción de edificios se encuentran los pórticos. En zonas de alto peligro sísmico se exige que presenten uniones viga-columna continua capaces de resistir la acción de las cargas horizontales por medio de sus elementos estructurales. En estas, son esenciales los requerimientos de materiales, proporción de miembros,



detalles, construcción e inspección (Corredor, 2018). Es conocido que los pórticos se caracterizan por la flexión de las columnas, vigas y la rotación de los nudos. Estos parámetros de resistencia son los que gobiernan la rigidez del edificio, aunque en edificios altos, la rigidez de la columna a fuerza axial influye en el comportamiento de la estructura. Los desplazamientos se caracterizan por presentar mayores derivas en pisos inferiores, ya que estos son proporcionales a la fuerza lateral total aplicada sobre dicho piso (Meli Piralla, 2002). Debido a la acción de las cargas laterales, las columnas se ven sometidas a grandes esfuerzos de cortantes en sus extremos, por lo que deben tener un tratamiento especial en su detallado.

El ACI-318 (2019) clasifica los pórticos en tres categorías atendiendo al nivel de ductilidad y resistencia que requiera la estructura: ordinarios, intermedios y especiales. Para zonas de alto peligro sísmico se diseñan pórticos especiales para que sean capaces de incursionar en el rango inelástico con una ductilidad y disipación de energía elevada, para la cual requiere un estricto control de fallas frágiles.

Es importante reconocer que las columnas de una planta determinada soportan el peso de todo el edificio por encima de estos, en cambio las vigas solo soportan las cargas de la planta de la que forman parte, por tanto, el fallo de las columnas tiene mayores consecuencias que el de las vigas. Es por ello que, en los pórticos especiales resistentes a momento se exige que la suma de la resistencia de las columnas supere a la suma de la resistencia de las vigas en cada conexión. Lo anterior garantiza que la formación de rótulas plásticas se produzca en las vigas antes que en las columnas, generando lo que se conoce como mecanismo de “columna fuerte-viga débil” (ACI-318, 2019), permitiendo una mejor respuesta estructural y capacidad de disipación de energía en las edificaciones. Las normas actuales para el diseño de estructuras de hormigón armado (ACI-318, 2019; E.060, 2020; EC-8, 2009; NC-207, 2019; NZS-3103, 2006) presentan estrategias para generar la condición de “columna fuerte-viga débil” en pórticos resistentes a momento a partir de la recomendación del empleo de factores de sobrerresistencia columna-viga entre 1.2 y 1.4.

Las estructuras diseñadas utilizando códigos de diseño que no adoptan el método de diseño de capacidad no pueden o difícilmente pueden alcanzar la jerarquía de columna fuerte-viga débil. En tales estructuras se formará un

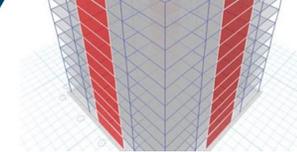
mecanismo de pisos en lugar de un mecanismo de vigas. A pesar de que los nuevos códigos de diseño adoptan el método de diseño de capacidad y especifican el valor de sobrerresistencia, los estudios de estructuras fallidas después de grandes terremotos han demostrado que el mecanismo de viga rara vez se produce porque la mayoría de las estructuras fallidas se diseñaron de acuerdo con códigos (generalmente códigos anteriores) que no cumplen adecuadamente el requisito de viga débil-columna fuerte. Además, aunque los códigos de diseño actuales consideran el efecto de las losas hormigonadas in situ en la capacidad de flexión de la viga, el valor de sobrerresistencia dado en estos códigos de diseño sigue siendo menor que los sugeridos por los investigadores (Quintana-Gallo, 2019). Por lo tanto, las estructuras diseñadas en base a las últimas versiones de los códigos de diseño probablemente todavía no pueden alcanzar completamente la jerarquía de “columna fuerte-viga débil” (Nie *et al.*, 2020).

Las normativas consultadas (ACI-318, 2019; BSL, 2013; E.060, 2020; EC-8, 2009; EHE-08, 2010; IS-456, 2000; NC-207, 2019; NCh430, 2008; NEC-SE-HM, 2015; NTC, 2008; NZS-3103, 2006), coinciden en que la resistencia a flexión de las columnas debe ser superior a las de las vigas. Estas establecen valores que oscilan entre 1.2 y 1.4. En la Tabla 1 se muestran los valores especificados por varios códigos.

Tabla 1: Valores de relación de resistencia columna-viga

Normas	Relación de sobrerresistencia
Japón (BSL, 2013)	1.40
Nueva Zelanda (NZS3101, 1995)	1.40
Europa (EC-8, 2009)	1.30
España (EHE-08, 2010)	1.35
India (IS-456, 2000)	1.40
Italia (NTC, 2008)	1.30
ACI-318 (2019)	1.20
NC-207 (2019)	1.20

Sin embargo, investigaciones han demostrado que el factor de sobrerresistencia recomendado en las normas no garantiza un buen comportamiento de las estructuras (Carobeno *et al.*, 2022; Mejía, 2017; Pereira, 2021). A su vez, plantean que con valores de sobrerresistencia superiores a 3 se puede alcanzar un mecanismo de colapso acorde a las exigencias normativas.



La capacidad de disipación de energía y la ductilidad de una edificación están directamente relacionadas con la ubicación y el número de articulaciones plásticas que configuran diferentes modos de fallo en varios órdenes secuenciales, de manera que los mecanismos de colapso se rigen por la resistencia relativa de los diferentes elementos (Surana *et al.*, 2018). De este modo, el compromiso de los distintos componentes estructurales de un edificio afecta de forma diferente a la seguridad global de la estructura, definiendo una jerarquía de resistencia y vulnerabilidad que, cuando se optimiza, se traduce en una ganancia de capacidad estructural y ductilidad (Carobeno *et al.*, 2022).

En la investigación realizada por Carobeno *et al.* (2022) se analizan seis modelos de edificios regulares de seis plantas con índices de sobrerresistencia de 0.84, 1.0, 1.2, 1.4, 1.6 y 2.0. A partir del análisis pushover se constató que para las estructuras con tasa de hasta 1.2 se formaba el mecanismo de colapso frágil de piso suave; mientras que, a partir del modelo de 1.4 el mecanismo de colapso era el de viga. A medida que aumentaba la tasa de sobrerresistencia, más pisos participaban en la disipación de energía, confirmando una mayor ductilidad a la estructura. En las estructuras con relaciones de sobrerresistencia de 0.84, 1.0 y 1.2, la plastificación se produjo en primer lugar en las columnas, caracterizando el mecanismo de colapso frágil de piso. Sin embargo, en las estructuras con relaciones de 1.4, 1.6 y 2.0 la plastificación se produjo en primer lugar en las vigas, configurándose el mecanismo de viga. Comparativamente entre estas estructuras que tenían el mecanismo de colapso comandado por las vigas, se verifica que cuanto mayor es la relación de sobrerresistencia, mayor es la cantidad de pisos con vigas plastificadas y, por tanto, más pisos involucrados en la disipación de energía, confirmando mayor ductilidad a la estructura.

En Cuba, las edificaciones destinadas a viviendas oscilan entre los cuatro y 18 niveles, dependiendo de la tipología estructural empleada en cada caso. Las tipologías estructurales más empleadas son la de muros de albañilería para edificaciones de hasta cinco niveles y tipología mixta de pórticos de hormigón armado rigidizados con muros de cortante hasta 18 niveles.

Siguiendo esta línea, en la presente investigación se desarrolla un análisis estático no lineal pushover de una edificación de 12 niveles de hormigón armado, como altura

media, con tipología mixta en la que se emplean valores de relación momento resistente viga-columna de 1.4, 2.0, 3.0 y 4.0 atendiendo a las propuestas de Carobeno *et al.* (2022), Mejía (2017), Montoya (2016), NZS-3103 (2006) y Pereira (2021). Se incorpora la Interacción Dinámica Suelo-Estructura (IDSE) con el modelo de rigideces equivalentes del suelo de A.E. Sargsian considerando las edificaciones apoyadas sobre un suelo tipo D según define la norma cubana NC-46 (2017).

## Caso de estudio

La edificación, creada para el estudio que se presenta, está destinada a viviendas ubicadas en Santiago de Cuba, en el municipio del mismo nombre, uno de los lugares con mayor actividad sísmica del país. Cuenta con un total de 12 niveles, donde el primer nivel posee una altura de 3.0 m y los restantes 2.7 m, para una altura total de 32.7 m. La estructura estará conformada por módulos cuadrados de 7.2 m x 7.2 m dispuestos de manera regular (Figura 1), con un sistema a base de pórticos y muros de corte de hormigón armado respondiendo a una tipología mixta, de manera tal que la estructura no presenta irregularidades en planta ni en elevación. Lo anterior es con el objetivo de analizar la modificación del parámetro relación de momento resistente viga-columna sin la incidencia de la asimetría de la edificación, para emplear los resultados como base en la continuación de la investigación para edificaciones existentes con asimetrías evidentes tanto en planta como en elevación.

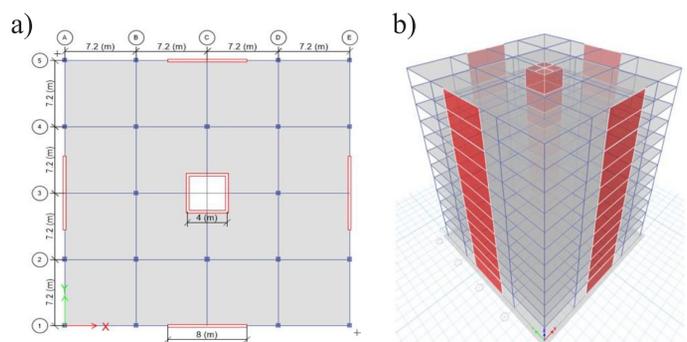
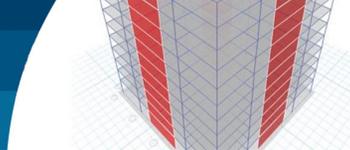


Figura 1: Edificación analizada: a) planta y b) isométrico

## Modelación computacional

La modelación computacional de las edificaciones analizadas fue realizada con el empleo del programa ETABS v19 (CSI, 2019).



## Geometría

Las losas de entrepisos y cubiertas cubrirán un área de 7.2 m x 7.2 m, con un espesor de 200 mm. Fueron modeladas como elementos shell-thick. Las columnas poseen una sección transversal de 0.65 m x 0.65 m y las vigas 0.40 m x 0.60 m, salvando luces de 7.2 m exceptuando las vigas continuas a los muros de corte, las cuales serán de 5.2 m y 3.2 m. Los muros presentan un espesor de 300 mm y se consideran continuos en todos los niveles; los exteriores tienen una longitud de 8.0 m y los interiores que conforman el núcleo de ascensores y escaleras, de 4.0 m.

Se aplicaron las rigideces efectivas de los elementos para considerar la acción inelástica y el grado de fisuración que pueden alcanzar los mismos justo antes de la fluencia según indica ACI-318 (2019) y NC-46 (2017). Los valores asumidos se resumen en la Tabla 2. Las siglas  $I_g$  representan la inercia de la sección bruta.

Tabla 2: Rigideces equivalentes de los elementos

Elemento	Rigidez efectiva
Columnas	$0.7I_g$
Muros	$0.7I_g$
Vigas	$0.35I_g$
Losas	$0.25I_g$

## Material

Todos los elementos son de hormigón armado in situ, con una resistencia característica a compresión  $f'_c = 35$  MPa, un peso específico de 24 kN/m<sup>3</sup>, un módulo de elasticidad de  $E = 27805$  MPa y un coeficiente de Poisson  $\nu = 0.20$  (NC-207, 2019). El acero de refuerzo será G-40 con una resistencia de fluencia  $f_y = 300$  MPa y un módulo de elasticidad de  $E = 2 \times 10^5$  MPa.

## Condiciones de borde

Las losas se consideran continuas en sus cuatro bordes sobre las vigas. Las uniones columna-columna y viga-columna son continuas. Se modelan las balsas de cimentación, considerando el IDSE, apoyadas elásticamente sobre resortes con un valor de rigidez equivalente del suelo de apoyo según las formulaciones de Sargsian (Villarreal, 2017).

## Cargas

Fueron consideradas las cargas permanentes, de uso y de sismo. Para la determinación de las cargas permanentes se consideró un relleno de 10 cm de espesor, mortero de cemento Portland y losas de cerámica para la terminación y panelería ligera. En el caso de la cubierta se consideró el peso del relleno con un espesor promedio de 10 cm y una solución de impermeabilización. Para estas condiciones se obtiene una carga permanente total de entrepiso y cubierta de 3.3 kN/m<sup>2</sup> y 1.87 kN/m<sup>2</sup> respectivamente (NC-283, 2003). Para las cargas de uso en los entrepisos se estableció un valor de 1.5 kN/m<sup>2</sup> para zonas de habitaciones de viviendas comunes, 3.0 kN/m<sup>2</sup> para los corredores, ubicados en un ancho de 2.0 m en el perímetro del núcleo de ascensores y escaleras. En la cubierta se dispuso un valor de 2.0 kN/m<sup>2</sup> considerando desagüe por tragante y no accesible al público (NC-284, 2003).

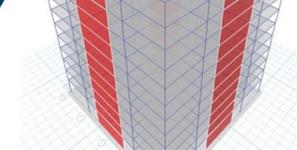
En el caso de la carga de sismo, la edificación se encuentra emplazada en el municipio Santiago de Cuba, correspondiente a la zona 5 de acuerdo a la zonificación sísmica establecida por la norma cubana (NC-46, 2017), la cual se considera de alto peligro sísmico con los parámetros iniciales según el sitio de emplazamiento que se muestran en la Tabla 3.

Tabla 3: Parámetros iniciales para la zona de emplazamiento

	$S_0, g$	$S_s, g$	$S_1, g$	$T_L, s$	Zona
Santiago de Cuba	0.513	1.035	0.428	6	5

El cálculo de las cargas se realiza mediante el Método Estático Equivalente (MEE), ya que la estructura no posee irregularidad en planta ni elevación y además no sobrepasa los 50 m de altura (NC-46, 2017). La edificación clasifica como obra ordinaria con categoría ocupacional tipo II. El sismo considerado es básico u ordinario, el cual tiene un 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años de vida útil, correspondiente a un periodo de retorno de 475 años. El nivel de protección sísmica requerido es D (NPS- D). Por tanto, según lo establecido en NC-46 (2017), el nivel de desempeño aceptado es el operativo.

El tipo de suelo clasifica en el perfil D, asociado a suelos rígidos de cualquier espesor que cumplen con el criterio de velocidad de la onda de cortante  $180 \text{ m/s} \leq V_s \leq 360$



m/s. El sistema estructural es E3, formado por losas actuando como diafragmas horizontales, sostenidas por una combinación de pórticos y muros estructurales tipo A para los que se establece un factor genérico de reducción de la respuesta sísmica  $R = 5$ .

El periodo de oscilación de la estructura responde a una masa equivalente a la carga permanente total de la edificación y el 25% de la carga de uso (NC-46, 2017). Para el análisis se tuvo en cuenta el aporte del 90% de participación de la masa, reportándose un valor de 0.949 s para el primer modo de oscilación. El primero y segundo modos de oscilación son traslacionales y el tercero rotacional. Los valores de periodos no implican el peligro de existencia de correlaciones modales y la consecuente amplificación de las ondas sísmicas que pueden provocar daños estructurales importantes o el colapso de la estructura.

Como resultado del análisis se obtienen la aceleración espectral de diseño para período corto  $S_{DS} = 0.683$  y la aceleración espectral de diseño para períodos largos  $S_{DI} = 0.454$ , a partir de los que fueron determinados los periodos de esquina del espectro de diseño para las componentes verticales y horizontales del sismo de diseño.

Mediante el MEE descrito en la norma cubana (NC-46, 2017) se obtiene el valor de cortante basal  $V_{b,x,y} = 10982$  kN distribuido luego en fuerzas sísmicas por pisos, dispuestas en los centros de masa de cada planta de la edificación considerando las tres componentes a partir de la combinación del 100% en una dirección concurrente con el 30% en la dirección ortogonal para el nivel de protección sísmico D. En el caso de la componente vertical del sismo ( $S_v$ ), esta se toma en cuenta como una parte de la carga permanente, aumentándola o disminuyéndola según la combinación correspondiente. La ecuación (1) establece la fracción que representa  $S_v$  de la carga permanente.

$$S_v = 0.2 \cdot SDS \cdot G = 0.137 \cdot G \quad (1)$$

Las combinaciones utilizadas para el análisis y el diseño fueron (NC-450, 2006; NC-46, 2017):

- $1.2G + 1.6Q + 0.5Q_c$
- $1.2G + 1.6Q_c + 0.5Q$
- $1.2G + Q_t + S_v \pm Sh_x$
- $G + Q_t + S_v \pm Sh_x$

donde  $G$  es la carga permanente,  $Q$  es la carga de uso de entrepiso,  $Q_c$  es la carga de uso de cubierta,  $Q_t$  es la carga de uso total,  $Sh$  es la carga horizontal del sismo y  $S_v$  es la componente vertical del sismo.

## Interacción dinámica suelo-estructura

En la edificación analizada, los valores elevados de cargas y la cercanía de las columnas hacen que los platos de la cimentación aislada ocupen más del 50% del área total de la base de la edificación, por lo que se estableció como solución para el basamento estructural, balsas de cimentación. Los parámetros y propiedades de diseño del suelo tipo D se presentan en la Tabla 4.

Tabla 4: Propiedades y parámetros de diseño del suelo

$E$ , kPa	$c$ , kPa	$\phi$ , °	$\nu$	$\gamma_s$ , kN/m <sup>3</sup>	$G$ , kPa
23000	49.6	14.5	0.3	18.5	8846

$E$ : Módulo de Young,  $c$ : cohesión,  $\phi$ : ángulo de fricción interna,  $\nu$ : razón de Poisson,  $\gamma_s$ : peso unitario,  $G$ : módulo de corte

A partir de la comprobación de la capacidad última de carga, los asentamientos diferenciales, el asentamiento absoluto con la revisión del comportamiento tenso-deformacional del suelo, se definen las dimensiones de la balsa de 30.3 m de lado y un espesor de 1.0 m.

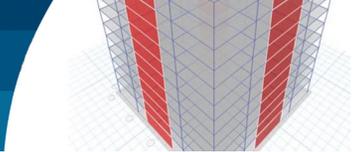
Para la inclusión de la ISDE en el análisis se consideraron los valores de rigideces equivalentes del suelo de apoyo según las formulaciones de Sargsian (Villarreal, 2017), en las que se considera el medio como inercial elástico, homogéneo e isotrópico. Se calcularon los valores de rigidez equivalente correspondiente con cada uno de los grados de libertad según las ecuaciones (2) a la (7). La Tabla 5 resume los valores obtenidos.

$$K_x = K_y = \frac{28,8\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(7-8\mu)}\sqrt{A} \quad (2)$$

$$K_z = \frac{4\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)}\sqrt{A} \quad (3)$$

$$K_{\phi_x} = \frac{8,52\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)} * \frac{I_x}{\sqrt{A}} \quad (4)$$

$$K_{\phi_y} = \frac{8,52\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)} * \frac{I_y}{\sqrt{A}} \quad (5)$$



$$K_{\psi_z} = \frac{4\rho C_2^2}{\sqrt{\pi(1-\mu)}} * \frac{I_z}{\sqrt{A}} \tag{6}$$

donde  $K_x$  y  $K_y$  son los coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme,  $K_z$  es el coeficiente de rigidez de compresión elástica,  $K_{\varphi_x}$  y  $K_{\varphi_y}$  son los coeficientes de rigidez de compresión elástica no uniforme,  $K_{\psi_z}$  es el coeficiente de rigidez de desplazamiento elástico no uniforme,  $A$  es área de la platea de cimentación,  $I_x$  e  $I_y$  son los momentos de inercia de la losa de cimentación respecto a los ejes X e Y,  $I_z$  es el momento de inercia de la losa de cimentación respecto al eje vertical Z (momento polar de inercia) y  $C_2$  es la velocidad de propagación de las ondas transversales que se calculan mediante la ecuación (7), de acuerdo con la concepción de semiespacio elástico:

$$C_2 = \sqrt{\frac{E}{2(1+\mu)\rho}} \tag{7}$$

Tabla 5: Rigideces equivalentes del suelo

Suelo	$K_x = K_y$ , kN/m	$K_z$ , kN/m	$K_{\varphi_x} = K_{\varphi_y}$ , kN/m	$K_{\psi_z}$ , kNm
D	946 797	864 140	140 821 104	148 566 850

En la Figura 2 se muestra la balsa de cimentación a partir de la disposición de la rigidez equivalente del suelo para representar la IDSE.

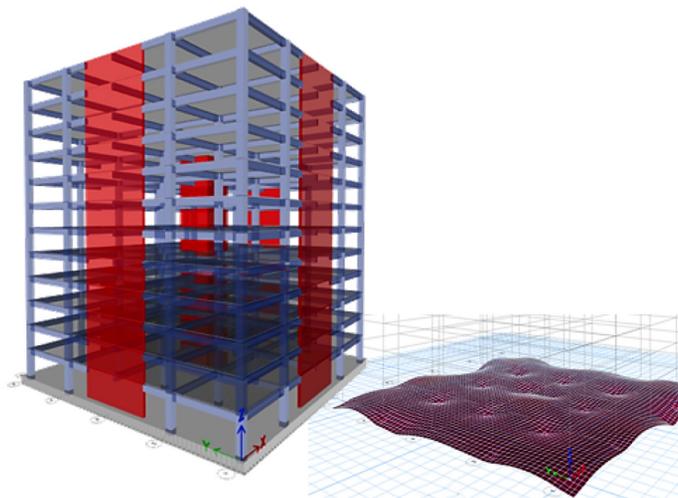


Figura 2: a) Edificación con balsa de cimentación y b) balsa de cimentación con la rigidez equivalente del suelo

## Diseño estructural

Atendiendo a las solicitaciones obtenidas para determinar la relación de momentos resistentes columnas-vigas 1.4, 2.0, 3.0 y 4.0 requeridas en la investigación, fueron evaluadas las áreas de refuerzo en vigas y columnas. En la Tabla 6 se muestran las cuantías de acero dispuestas en los elementos estructurales y los momentos resistentes en vigas ( $M_{mv}$ ) y columnas ( $M_{nc}$ ) asociados a estas, en las zonas de momento negativo del nudo. Los nudos que rigen el diseño se muestran en la Figura 3.

Tabla 6: Cuantías de acero y momentos resistentes asociados

Relación momento resistente columna-viga	$\rho$ en vigas	$M_{mv}$ , kNm	$\rho$ en columnas	$M_{nc}$ , kNm
1.4	0.041	1241	0.058	1738
2.0	0.031	869	0.058	1738
3.0	0.024	628	0.065	1885
4.0	0.017	471	0.065	1885

$M_{mv}$ : sumatoria de las resistencias a flexión de las vigas que convergen a un nudo, medidas en la cara del nudo,  $M_{nc}$ : sumatoria de las resistencias a flexión de las columnas que convergen a un nudo medidas en la cara del nudo

Las cuantías obtenidas son inferiores a la cuantía balanceada  $\rho_b = 0.481$  (NC-207, 2019), que garantiza un diseño dúctil.

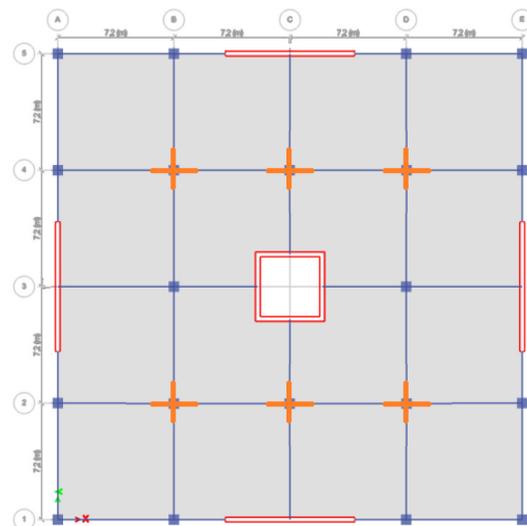
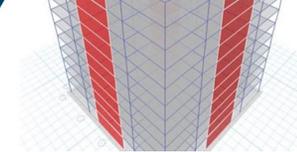


Figura 3: Nudos que gobiernan el diseño en la determinación del factor de sobrerresistencia



## Análisis de los resultados Curvas de capacidad

En la Figura 4 se muestran las curvas de capacidad obtenidas en el software ETABS V19 que representan la relación cortante basal – desplazamiento en el tope de la estructura. En la Tabla 7 se muestran los valores de cortante y desplazamientos máximos para cada relación.

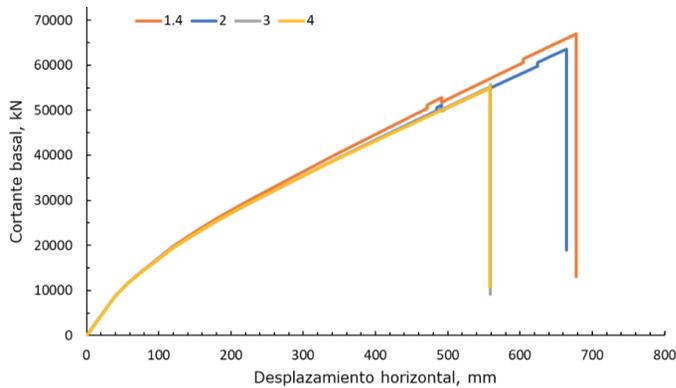


Figura 4: Curva de capacidad de las estructuras

Tabla 7: Cortantes y desplazamientos máximos

Relación de sobrerresistencia	Cortante máximo, kN	Desplazamiento máximo, mm
1.4	66 983	677
2.0	63 523	664
3.0	55 737	557
4.0	55 358	557

En la Figura 2 se aprecia que las pendientes en las cuatro curvas son similares, lo que se debe a la alta influencia que tienen los muros de corte en la resistencia lateral de la estructura y la poca variación que existe entre la cuantía de acero de las columnas. Los casos con valores de relación de momento resistente columna-viga de 1.4 y 2.0 presentan el fallo de la estructura para mayores valores de cortante basal y desplazamiento. Esto se debe a la alta cuantía de acero que presentan las vigas para lograr estos valores de sobrerresistencia, lo que los convierte en un diseño muy dúctil.

Realizando un análisis comparativo entre los modelos que presentan una misma cuantía de acero en las columnas (1.4 y 2.0), se observa que el modelo de 1.4 tiene una resistencia superior, ya que alcanza un mayor valor de cortante antes del colapso y la curva se presenta con una pendiente

ligeramente superior. Esto se debe a que para alcanzar la relación de 1.4 fue necesario aumentar la cuantía en las vigas, lo que produjo un nudo mucho más dúctil ante la carga producto del sismo, con respecto al modelo con relación de rigidez de 2.0.

En el caso de los modelos con relación de rigidez de 3 y 4 que presentan la misma cantidad de acero en las columnas, se aprecia que la estructura con sobrerresistencia de 3 alcanza un mejor comportamiento pues presenta mayor ductilidad debido a que contiene un nudo viga – columna más rígida, permitiendo resistir mayor cortante.

Otro aspecto a analizar es el punto definido por el cortante basal y desplazamiento de fluencia efectiva, determinado a partir de la representación bilineal de la curva de capacidad. Este punto determina el cambio del comportamiento de la estructura de elástico a inelástico y brinda un criterio sobre el mismo. En la Figura 5 se muestra una representación bilineal de una curva típica y en la Tabla 7 se establecen los valores de cortante y fluencia efectiva de los casos analizados.

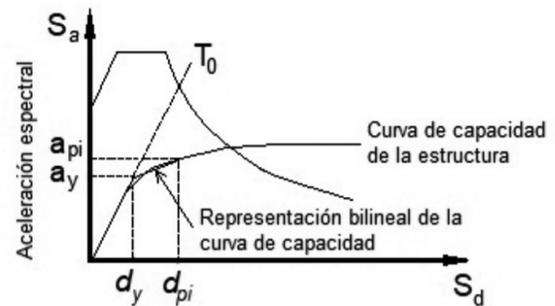
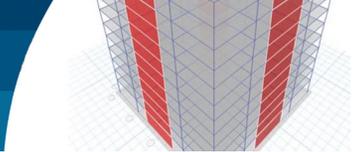


Figura 5: Representación bilineal de un espectro de capacidad típico (FEMA 440, 2005)

Tabla 7: Cortante y desplazamiento de fluencia efectiva

Relación de sobrerresistencia	$V_y$ , kN	$D_y$ , mm
1.4	14 028	63.3
2.0	13 987	63.1
3.0	14 589	65.8
4.0	14 863	67.1

Los resultados demuestran una tendencia al incremento del cortante y el desplazamiento de fluencia efectiva, lo que indica un mayor intervalo de comportamiento elástico de la estructura con el aumento de la relación de sobrerresistencia. Se destacan los resultados obtenidos para



el valor de 2, muy similar a los alcanzados con 1.4, pero ligeramente inferior. La reducción se debe al incremento necesario de la cuantía en vigas para alcanzar el valor de 1.4, lo que implica que se experimente con este un mayor rango elástico de comportamiento y, por tanto, se alcance un mayor valor de cortante de fluencia que con el valor de 2.

## Mecanismo de colapso

La configuración y orden de aparición de las rótulas plásticas que genera el mecanismo de colapso en las estructuras es un aspecto difícil de determinar con exactitud. Como se había mencionado anteriormente, se exige un mecanismo de colapso que responda al criterio de columna fuerte-viga débil, ya que, de esta forma, la energía liberada por el sismo puede ser disipada a través de las vigas y no por las columnas con el consecuente peligro de inestabilidad o colapso por la repercusión del fallo de este elemento. Por esta razón y atendiendo a la necesidad de evitar la formación de articulaciones plásticas en los extremos superiores e inferiores de las columnas de un mismo piso, lo cual implicaría la formación de un mecanismo de colapso local conocido como “piso blando”, se establecerá la ocurrencia de este fenómeno como criterio de falla en las estructuras. Además de la formación de las rótulas, se evalúa el nivel de daño en el que han incurrido las secciones. En la Tabla 8 se expone el valor de cortante basal y desplazamiento en el tope correspondiente a la formación de la primera rótula plástica para cada uno de los modelos analizados.

Tabla 8: Primera rótula plástica

Relación de sobrerresistencia	Elemento	Desplazamiento, mm	Cortante basal, kN
1.4	Columna	484.7	52 312
2.0	Viga	185.9	25 948
3.0	Viga	192.6	26 552
4.0	Viga	199.2	27 152

En la Figura 6 se presentan las primeras rótulas plásticas formadas en cada modelo.

En los valores reportados en la Tabla 8 se aprecia que en el modelo con valor de sobrerresistencia de 1.4 la primera rótula plástica se desarrolla mucho después que en los otros modelos. Este se manifiesta con un cortante basal 93% superior con respecto al modelo de 4, que es el que mejor

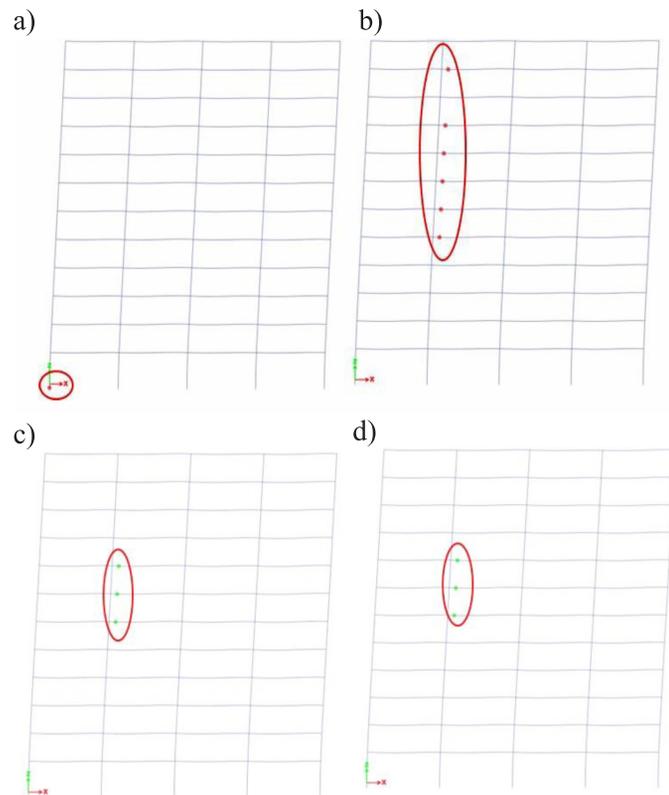
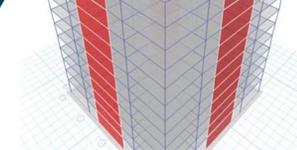


Figura 6: Primeras rótulas plásticas en las estructuras, modelo con relación de rigidez de: a) 1.4, b) 2.0, c) 3.0 y d) 4.0

comportamiento presenta de los restantes. A pesar de esto el modelo de 1.4 es el más crítico, ya que esta articulación aparece en la base de la columna del primer nivel como se muestra en la Figura 4, lo que pone en riesgo la estabilidad de la estructura y no satisface el criterio de columna fuerte-viga débil. En el modelo con relación de 2 aparecen las primeras rótulas plásticas con el menor cortante basal de todos los analizados. Dichas articulaciones aparecen en las vigas, cumpliendo inicialmente el criterio columna fuerte – viga débil. Sin embargo, estas se encuentran dentro de un rango no deseado, ya que superan la prevención de colapso.

Los modelos con valores de sobrerresistencia de 3 y 4 son los que mejor comportamiento presentan, ya que las primeras articulaciones aparecen en las vigas y estas no superan el límite que establece la ocupación inmediata. Esto indica que en estos modelos se cumple de forma adecuada el criterio columna fuerte – viga débil.

En la Figura 7 se muestra el mecanismo de colapso de la estructura. Con relación de rigidez de 1.4, no se cumple el criterio de columna fuerte – viga débil, a pesar de que



aparecen rótulas en varias vigas que permiten la disipación de energía. El colapso de la estructura está dado por la aparición de rótulas en la base de las columnas de la primera planta con un criterio de prevención de colapso, lo que atenta con la estabilidad y seguridad de la estructura. Para el modelo con relación de 2, las rótulas se forman en las vigas, pero se encuentran mucho más plastificadas y, al igual que el modelo de 1.4, aparecen las articulaciones en la base de las columnas del primer nivel en el rango de prevención de colapso, por lo que no se cumple el criterio de columna fuerte – viga débil.

En el caso de las estructuras con relación de 3, este presenta articulaciones plásticas en las vigas de todos los niveles y a diferencia de los modelos con relación de 1.4 y 2, no presenta articulaciones en ninguna de las columnas, lo que indica una mayor disipación de la energía

producto de las cargas de sismo a través de las vigas, que es lo que se establece para cumplir el criterio de columna fuerte – viga débil. Para la relación de 4, se evidencia un comportamiento similar al modelo de 3 pero con un mayor número de rótulas plásticas en las vigas, dando lugar a una mayor disipación de la energía y a un mejor comportamiento de la estructura.

## Ductilidad

Analizando la ductilidad de las estructuras, calculada mediante la relación que existe entre el desplazamiento de colapso y el de fluencia según la ecuación (8), se obtienen los valores presentados en la Figura 8.

$$\text{Ductilidad} = \frac{\text{desplazamiento de colapso}}{\text{desplazamiento de fluencia}} \quad (8)$$

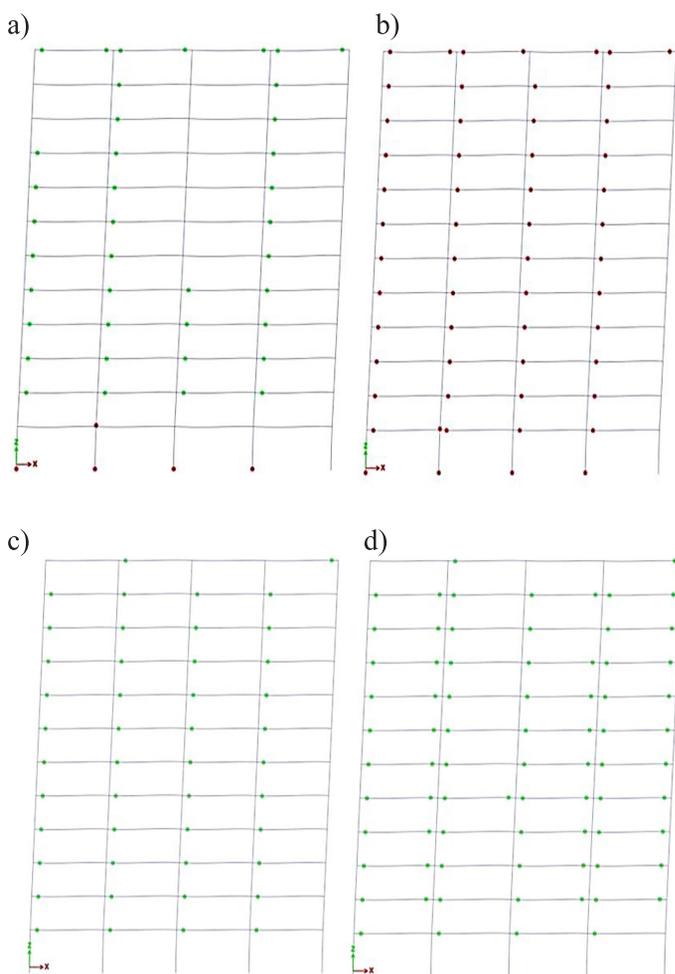


Figura 7: Mecanismo de colapso, modelo con relación de rigidez de: a) 1.4, b) 2.0, c) 3.0 y d) 4.0

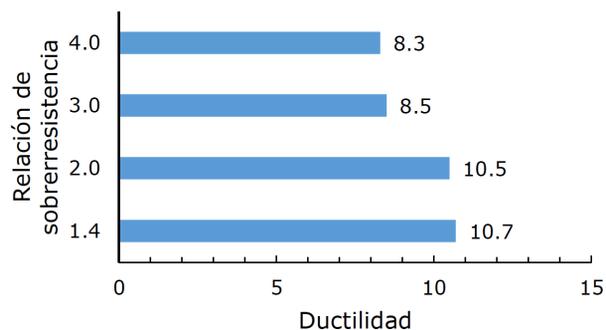
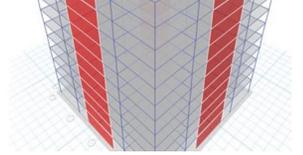


Figura 8: Valores de ductilidad de las estructuras

Se observa que a medida que aumenta el factor de sobrerresistencia la ductilidad de la estructura disminuye. Se puede deducir que, en los casos analizados, lo que reporta mayor influencia en la ductilidad de la estructura es el refuerzo de las vigas, pues la reducción de este parámetro está asociada a la disminución de las cuantías de acero en estos elementos estructurales. Lo anterior garantiza la formación de las articulaciones plásticas en las vigas antes que en las columnas, tal como se recomienda en la concepción de pórticos especiales resistentes a momento de estructuras ubicadas en zonas de alto peligro sísmico.

## Conclusiones

Del análisis del comportamiento de una edificación de 12 niveles de tipología mixta de hormigón armado con la disposición de muros propuesta, regular en planta y en elevación, con valores de sobrerresistencia columna-viga



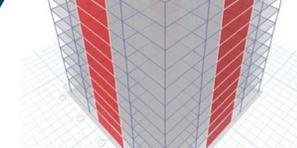
de 1.4, 2, 3 y 4 y la consideración de la IDSE bajo la acción de carga sísmica se concluye que:

El empleo de valores de sobrerresistencia columna-viga de 1.4 y 2 no garantizan el cumplimiento del criterio “columna fuerte – viga débil”, pues aunque logran alcanzar un mayor desplazamiento y resistir un mayor cortante, el colapso está determinado por el fallo de las columnas, lo que pone en riesgo la seguridad de la estructura. Las estructuras con relación de 3 y 4 desarrollan las articulaciones plásticas en las vigas de todos los niveles y estas no superan el límite que establece la ocupación inmediata por lo que se cumple de forma adecuada el criterio columna fuerte – viga débil, por lo que logran una mejor disipación de la energía producto de las cargas de sismo.

A medida que aumenta el factor de sobrerresistencia disminuye la ductilidad de la estructura, pero se garantiza el cumplimiento del criterio de columna fuerte-viga débil que se exige en los pórticos especiales resistentes a momento. Lo anterior demuestra el equilibrio necesario en la concepción de estructuras ubicadas en zonas de alto peligro sísmico pues el incremento del factor de sobrerresistencia dado por la reducción de la cuantía de refuerzo en las vigas es lo que garantiza el cumplimiento del criterio de columna fuerte-viga débil que se exige en los pórticos especiales resistentes a momento.

## Referencias

- ACI-318 (2019). Building code requirements for structural concrete. American Concrete Institute, Farmington Hills, USA
- BSL (2013). Introduction to the building standard law - Building Regulation in Japan. Tokyo, Japan
- Carobeno, C.; Pereira, E.; Andrade, R.; Rodrigues, I., Siqueira, G. (2022). Strong column-weak beam: impacto do uso de relações de momento resistente pilar-viga na localização e formação de rótulas plásticas em estruturas de concreto armado. *63° Congresso Brasileiro do Concreto*, Brasília, Brasil
- Corredor, L.O. (2018). *Diseño de una estructura de hormigón con pórticos resistentes a momento según NEC-15*. Trabajo de título de Ingeniero Civil, Universidad San Francisco de Quito, Ecuador
- CSI (2019). Structural software for building analysis and design. ETABS v19. Computers & Structures Inc. CSI, Walnut Creek CA, USA
- E.060 (2020). Concreto armado. Ministerio de Vivienda, Construcción y Sanearamiento, Perú
- EC-8 (2009). Design of structures for earthquake resistance - Part 1 : General rules, seismic actions and rules for buildings. The European Standard, Brussels, Belgium
- EHE-08 (2010). Instrucción de hormigón estructural. Ministerio de Fomento, España
- FEMA 440 (2005). Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Federal Emergency Management Agency FEMA, Washington DC, USA
- IS-456 (2000). Plain and reinforced concrete - code of practice. Bureau of Indian Standards, New Delhi, India
- Mejía, R.J. (2017). *Estudio sobre la efectividad del criterio pilar fuerte-viga débil en el diseño sísmico de pórticos de hormigón*. Tesis de master, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España
- Meli Piralla, R. (2002). *Diseño estructural*. Segunda edición. Limusa, México
- Montoya, L.A. (2016). *A direct performance based seismic design method for irregular structures: applications to concrete structures*. Doctorate thesis, Universidad Politècnica de Catalunya, Barcelona, España
- NC-207 (2019). Requisitos generales para el diseño y construcción de estructuras de hormigón. Oficina Nacional de Normalización, La Habana, Cuba
- NC-283 (2003). Densidad de materiales naturales, artificiales y de elementos de construcción como carga de diseño. Oficina Nacional de Normalización, La Habana, Cuba
- NC-284 (2003). Edificaciones. Cargas de uso. Oficina Nacional de Normalización, La Habana, Cuba
- NC-450 (2006). Edificaciones-factores de carga o ponderación-combinaciones. Oficina Nacional de Normalización, La Habana, Cuba
- NC-46 (2017). Construcciones sismorresistentes. Requisitos básicos para el diseño y construcción. Oficina Nacional de Normalización, La Habana, Cuba



NCh430 (2008). Hormigón armado - Requisitos de diseño y cálculo. INN, Santiago, Chile

NEC-SE-HM (2015). Estructuras de hormigón armado. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. Norma Ecuatoriana de la Construcción, Ecuador

Nie, X., Zhang, S., Jiang, T. and Yu, T. (2020). The strong column – weak beam design philosophy in reinforced concrete frame structures : A literature review. *Advances in Structural Engineering* **23**(16), 3566–3591

NTC (2008). Norme tecniche per le costruzioni. Gazzetta Ufficiale della Repubblica italiana, Italia

NZS-3103 (2006). The design of concrete structures. Standards New Zealand, Wellington, New Zealand

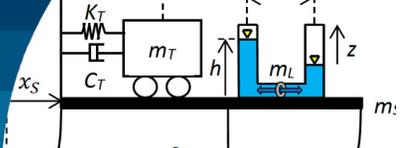
NZS-3101 (1995). Design of concrete structures. Standards New Zealand, Wellington, New Zealand

Pereira, E.M.V. (2021). *Estudo da fragilidade sísmica de pórticos de concreto armado com irregularidades estruturais*. Tesis de master, Universidade Estadual de Campinas, Brasil

Quintana-Gallo, P. (2019). Seismic shear demands in columns of RC frames accounting for dynamic amplification effects. *Obras y Proyectos* **26**, 87-99

Surana, M., Singh, Y. and Lang, D.H. (2018). Effect of strong - column weak - beam design provision on the seismic fragility of RC frame buildings. *International Journal of Advanced Structural Engineering* **10**(2), 131–141

Villarreal, G. (2017). *Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con plateas de cimentación*. Editora & Imprenta Gráfica Norte S.R.L., Trujillo, Perú



# Influencia del contenido de frecuencias de la excitación sísmica en la eficiencia de un amortiguado combinado sintonizado

Influence of seismic excitation frequency content on the efficiency of a combined tuned damping

Fecha de entrega: 2 de noviembre 2022

Fecha de aceptación: 2 de agosto 2023

Gilda Espinoza, Álvaro Suazo, Francisco Vergara y José Cantillana

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío-Bío, Avenida Collao 1202, Casilla 5-C, Concepción, Chile, [gspinoz@ubiobio.cl](mailto:gspinoz@ubiobio.cl), [asuazo@ubiobio.cl](mailto:asuazo@ubiobio.cl), [fraverga@alumnos.ubiobio.cl](mailto:fraverga@alumnos.ubiobio.cl), [jcantill@alumnos.ubiobio.cl](mailto:jcantill@alumnos.ubiobio.cl)

*En esta investigación se analiza el comportamiento de una estructura lineal de un grado de libertad, que es controlada por un amortiguador combinado sintonizado (ACS). Éste se compone de dos dispositivos, un amortiguador de masa sintonizado (AMS) y un amortiguador de columna de líquido sintonizado (ACLS). El ACS es sometido a una excitación sísmica estocástica con el objetivo de analizar la influencia del contenido de frecuencias en la eficiencia del dispositivo. Como medida de eficiencia, se considera el porcentaje de reducción de la desviación estándar de desplazamiento del sistema principal. Los parámetros optimizados de cada dispositivo son la frecuencia y amortiguamiento en el caso del AMS, además de frecuencia y coeficiente de pérdida de carga para el ACLS. Se realiza un análisis de sensibilidad de los parámetros óptimos del ACS, con respecto a la razón de masa, periodo de la estructura principal y contenido de frecuencias de la excitación. Las principales conclusiones obtenidas, son que la eficiencia del ACS depende del contenido de frecuencias de la excitación. Además, esta aumenta a medida que la razón de masa aumenta, independiente del contenido de frecuencias de la excitación. Por otra parte, el ACS es menos eficiente para estructuras más flexibles.*

*Palabras claves: ACS, AMS, ACLS, optimización, análisis estocástico, protección sísmica*

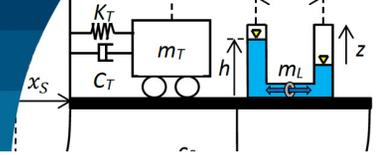
*In this investigation the behaviour of a linear structure of one degree of freedom is analysed, which is controlled by a tuned combined damper (ACS). This consists of two devices, a tuned mass damper (AMS) and a tuned liquid column damper (ACLS). The ACS is subjected to a stochastic seismic excitation in order to analyse the influence of the frequency content on the efficiency of the device. As a measure of efficiency, the percentage of reduction of the displacement standard deviation of the main system is considered. The optimized parameters of each device are the frequency and damping in the case of the AMS, as well as the frequency and pressure drop coefficient for the ACLS. A sensitivity analysis of the optimal parameters of the ACS is carried out, with respect to the mass ratio, period of the main structure and frequency content of the excitation. The main conclusions obtained are that the efficiency of the ACS DHW depends on the frequency content of the excitation. Furthermore, it increases as the mass ratio increases, independent of the frequency content of the excitation. On the other hand, ACS is less efficient for more flexible structures.*

*Keywords: CTD, TMD, TLCD, optimization, stochastic analysis, seismic protection.*

## Introducción Antecedentes

Durante los últimos treinta años se han desarrollado e implementado diversos dispositivos de control de vibraciones con el objetivo de mitigar alguna respuesta estructural, por ejemplo, el desplazamiento de la estructura.

Los dispositivos más comunes son los sistemas pasivos, que a diferencia de los sistemas activos e híbridos, no utilizan energía externa, poseen un diseño simple de instalar y realizar mantenimiento. Entre los dispositivos más usados se encuentran el Amortiguador de Masa Sintonizado (AMS) y el Amortiguador de Columna de Líquido Sintonizado (ACLS).



El AMS consiste en una masa secundaria individual, unida a la estructura principal, a través de una conexión en paralelo, compuesta por un amortiguador de tipo viscoso y un resorte elástico lineal. Este dispositivo se ubica generalmente en la azotea del edificio. El AMS fue desarrollado por Frahm (1909). Posteriormente en 1928 Ormondroyd y Den Hartog (1928) investigan el comportamiento del AMS bajo una excitación basal armónica. En 1956 Den Hartog determina los parámetros a utilizar para minimizar la respuesta máxima de un sistema no amortiguado. Estudios posteriores incluyen una visión estocástica del análisis, Crandall y Mark (1963) determinan el AMS óptimo de control de desplazamiento para una estructura bajo una excitación de ruido blanco.

Sgobba y Marano (2010) estudian el comportamiento de los parámetros óptimos de un AMS en el control de estructuras no lineales sometidas a una excitación sísmica estocástica. Para ello proponen tres funcionales de optimización, el primero consiste en minimizar el desplazamiento del sistema principal, el segundo minimiza la energía histerética disipada por la estructura y el tercer criterio es un funcional que considera una combinación entre el primer y segundo criterio.

El ACLS fue propuesto por Sakai *et al.* (1989) inicialmente como un dispositivo de control de estructuras sometidas a viento. Yalla y Kareem (2000) investigan el comportamiento del ACLS, en el control de estructuras ante dos tipos de cargas, viento y sismo. Realizan un análisis estocástico considerando excitaciones de ruido blanco y ruido blanco filtrado. Proponen una solución explícita para el coeficiente de pérdida de carga y razón de sintonía óptima para una estructura de un grado de libertad no amortiguado.

Shum (2009) presenta una solución cerrada para la determinación de los valores óptimos de los parámetros de diseño de un ACLS considerando una estructura sin amortiguamiento y realiza una comparación del control de la estructura con el ACLS, el método iterativo convencional.

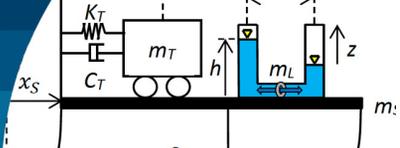
Chakraborty *et al.* (2012) estudian el comportamiento de los parámetros de diseño de un ACLS con respecto a la restricción del movimiento máximo del flujo en el dispositivo en el proceso de optimización.

Rozas *et al.* (2016) proponen un ACLS bidireccional, consistente en dos ACLS ubicados ortogonalmente. Concluyen que este dispositivo controla la respuesta ante excitaciones sísmicas, en las dos direcciones perpendiculares. Una ventaja del nuevo ACLS bidireccional, es que requiere de una menor masa de agua, respecto a dos ACLS equivalentes.

Espinoza *et al.* (2018), estudian la eficiencia de un ACLS en el control de estructuras con comportamiento no lineal sometidas a excitaciones sísmicas aleatorias. Encuentran que, para excitaciones de alto contenido de frecuencias, el ACLS se sintoniza con la frecuencia lineal equivalente de la estructura no controlada, mientras que para excitaciones de bajo contenido de frecuencias el ACLS se sintoniza con la frecuencia predominante de la excitación sísmica. Concluyen que el ACLS se desintoniza con respecto a la frecuencia de la estructura principal a medida que esta incurre más en el rango lineal.

Espinoza *et al.* (2021a) analizan el comportamiento de una estructura lineal controlada por un amortiguador de columna de líquido sintonizado (ACLS), la que es sometida a excitaciones sísmicas estocásticas de bajo contenido de frecuencia. Se estudia el comportamiento de los parámetros óptimos de diseño del ACLS, razón de frecuencias y coeficiente de pérdida de carga, cuando se ingresa incertidumbre en parámetros del sistema. Los parámetros considerados, fueron la razón de masa, la razón de longitud y el coeficiente de pérdida de carga. Se analiza el efecto de la inclusión de incertidumbre en los parámetros, en la reducción del desplazamiento de la estructura, y en la raíz cuadrática media RMS del desplazamiento de la estructura. Se encuentra que una incertidumbre en la razón de masa, y en la razón de longitud del ACLS, no produce variaciones en la eficiencia ni en el RMS de desplazamiento de la estructura. Sin embargo, una incertidumbre en el valor del periodo de la estructura produce grandes variaciones en la eficiencia y el RMS del desplazamiento de la estructura.

En la investigación de Espinoza *et al.* (2021b), se estudia el comportamiento de una estructura de un grado de libertad sometida a una excitación sísmica estocástica de alto contenido de frecuencias, la cual es controlada por un amortiguador de columna de líquido sintonizado (ACLS) óptimo, cuando se introduce incertidumbre en algunos parámetros óptimos del sistema ACLS, como son la razón



de frecuencias y el coeficiente de pérdida de carga. La incertidumbre es ingresada en la razón de frecuencias y de masa, la razón de longitud y el coeficiente de pérdida de carga. Se encuentra que la introducción de incertidumbre en el periodo de la estructura produce la mayor sensibilidad en los parámetros óptimos del ACS, la eficiencia y el RMS del desplazamiento de la estructura. Esto se produce principalmente en estructuras rígidas y con una razón de masa pequeña. Por otra parte, una incertidumbre en la razón de masa, y en la razón de longitud del ACS, no produce variaciones en la eficiencia ni en el RMS de desplazamiento de la estructura.

Wang *et al.* (2016) crea un nuevo dispositivo, que nace de la unión en paralelo de un AMS, con un ACS, al que denomina, “amortiguador sintonizado combinado” (ASC) (*Combined Tuned Damper, CTD*). El objetivo es controlar las vibraciones inducidas por el viento en edificios flexibles. Ellos obtienen las ecuaciones de movimiento de la estructura primaria como del ACS y se resuelven para anticipar la respuesta dinámica del sistema de estructura más ACS. Además, proponen un método de diseño óptimo del rendimiento del confort humano, en el que el coste del ciclo de vida del sistema amortiguador-estructura se considera como el índice cuantitativo del rendimiento.

Di Matteo *et al.* (2017), investigan un dispositivo de control novedoso que se obtiene uniendo el AMS y el ACS, llamado “Amortiguador Combinado Sintonizado”. No queda claro de quién es la idea original, al revisar el artículo de Wang *et al.* (2016). Se derivan las ecuaciones de movimiento con las que se analizan el desempeño de control de este dispositivo. Finalmente, los resultados teóricos se validan a través de una vasta campaña experimental realizada en el Laboratorio de Dinámica Experimental de la Universidad de Palermo, Italia.

Espinoza *et al.* (2020a) estudian el comportamiento de los parámetros óptimos y de la eficiencia del ACS en el control de una estructura sometida a excitación sísmica, cuando se incorpora incertidumbre en la razón de masa y la razón de longitud. La excitación sísmica es modelada como un proceso estocástico gaussiano de media cero, de tipo estacionario. Se considera una excitación sísmica de alto contenido de frecuencias. Se analiza la sensibilidad de los parámetros óptimos, razón de sintonía y coeficiente de pérdida de carga del ACS, y la razón de sintonía y

amortiguamiento del AMS; al incluir una incertidumbre en la razón de masa y en la razón de longitud. Se obtienen la eficiencia del ACS y la raíz media cuadrática RMS (*root mean square*) del desplazamiento del sistema principal. Los resultados muestran que el parámetro más sensible es el coeficiente de pérdida de carga, ante una incertidumbre en la razón de longitud. Se concluye que la eficiencia del ACS y RMS de desplazamiento de la estructura principal, es insensible a una incertidumbre menor a un 10%, tanto de la razón de masa como de la razón de longitud.

Espinoza *et al.* (2020b) analizan la eficiencia del ACS en la reducción del desplazamiento lateral de una estructura sometida a excitaciones sísmicas estocásticas de bajo contenido de frecuencias. El objetivo es analizar cómo cambia su eficiencia, cuando se introduce incertidumbre en sus parámetros de diseño, considerando una incertidumbre de  $\pm 5$  y  $\pm 10\%$ . Los parámetros a los que se les introdujo incertidumbre, fueron la razón de longitud del ACS y la razón de masa. Los resultados muestran que la eficiencia del ACS es máxima, cuando el periodo de la estructura coincide con el periodo predominante de la excitación sísmica. Por otra parte, existen leves variaciones en la eficiencia del ACS, cuando se introduce una incertidumbre de hasta un 10% en la razón de masa o razón de longitud del ACS.

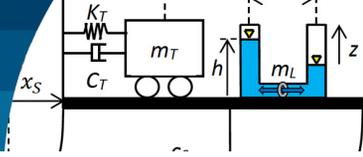
Kamel y Basily (2021) encuentran los valores óptimos de los parámetros del sistema para reducir la respuesta en desplazamiento de una estructura principal, a través de un dispositivo que combina un amortiguador de masa sintonizado y un péndulo combinado de tres grados de libertad (3-DOF CPTMD). Utilizaron tres técnicas de búsqueda de optimización y se determinó el mejor método óptimo. Encontraron que el CPTMD 3-DOF propuesto es eficiente bajo diversas excitaciones sísmicas.

Esta investigación tiene por objetivo analizar la influencia del contenido de frecuencia de una excitación sísmica en la eficiencia de un ACS óptimo.

## Modelo estructural y ecuaciones de movimiento

### Modelo estructural

En la Figura 1 se muestra el modelo de estudio  $M_1$  de esta investigación. Este está compuesto por una estructura de un grado de libertad (gdl) traslacional,  $x_s(t)$ . A dicho gdl



se le ha adicionado un ACS, que está compuesto por dos dispositivos en paralelo, un AMS y un ACLS. El AMS posee un gdl lateral traslacional  $x_T(t)$  y el ACLS un gdl vertical  $z(t)$ . Por tanto,  $\mathbf{M}_1$  posee tres grados de libertad. De acuerdo con lo anterior, el vector de gdl es:

$$\mathbf{X} = \{x_s(t) \quad x_T(t) \quad z(t)\}^T \quad (1)$$

Las propiedades de la estructura principal y del CTD son la masa  $M_S$ , el coeficiente de amortiguamiento  $C_S$  y el coeficiente de rigidez elástico  $K_S$ . Por otra parte, las propiedades del AMS son la masa  $M_T$ , el coeficiente de amortiguamiento  $C_T$  y el coeficiente de rigidez elástico,  $K_T$ .

Finalmente, las propiedades del ACLS son  $M_L$  su masa líquida,  $B_h$  y  $h$ , dimensiones horizontal y vertical, respectivamente. La aceleración del suelo es expresada como  $\ddot{u}_g$ . Se considera que bajo la estructura se encuentra un estrato de suelo, cuyas características se modelan, a través de la utilización de un doble filtro de Clough y Penzien (1974), el primero simula un estrato de suelo y el segundo corrige las frecuencias altas. Se asume que en la base hay roca, en la que ingresa una señal de ruido blanco, y llega a través del estrato de suelo hasta la base de la estructura.

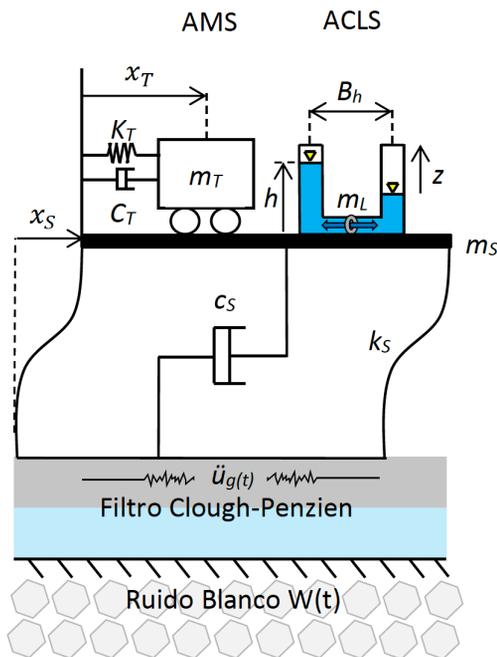


Figura 1: Modelo de análisis estructural lineal con ACS adherido

### Linealización estadística equivalente de la ecuación del ACLS

Para obtener las ecuaciones se entrega la formulación de la ecuación del movimiento no lineal de 1gdl controlado por un ACLS, que es solicitado por una aceleración basal vertical (Sakai *et al.*, 1989), que se muestra en la ecuación (2).

$$\rho A L_e \ddot{z} + \frac{1}{2} \rho A \xi |\dot{z}| \dot{z} + 2 \rho A g z = -\rho A B_h (\ddot{x}_s + \ddot{u}_g) \quad (2)$$

Donde  $A$  es el área de la sección transversal del tubo,  $L_e = 2h + B_h$  es la longitud efectiva de la columna líquida,  $\rho$  es la densidad del líquido contenido por el ACLS, y  $g$  es la aceleración de gravedad. El coeficiente de pérdida de carga es  $\xi$ , y depende de la abertura del orificio que se encuentra en la sección horizontal del tubo del ACLS. Debido a que se realizó un análisis estocástico se debió linealizar estadísticamente la ecuación (2). Para ello se asumió un proceso Gaussiano de media cero, obteniéndose la ecuación (3):

$$\rho A L_e \ddot{z} + 2 \rho A c_p \dot{z} + 2 \rho g A z = -\rho A B_h (\ddot{x}_s + \ddot{u}_g) \quad (3)$$

donde  $c_p$  es el coeficiente de amortiguación lineal equivalente dado por (Chakraborty *et al.*, 2012):

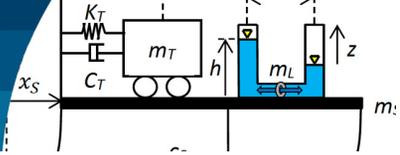
$$c_p = \frac{\xi \sigma_{\dot{z}}}{\sqrt{2\pi}} \quad (4)$$

donde  $\sigma_{\dot{z}}$  es la desviación estándar de la velocidad del líquido. Para trabajar en forma adimensional, (3) se normaliza con respecto a la masa del líquido, obteniéndose la ecuación (5).

$$\ddot{z} + \frac{2c_p}{L_e} \dot{z} + \frac{2g}{L_e} z + p \ddot{x}_s = -p \ddot{u}_{gc} \quad (5)$$

Donde  $p = \frac{B_h}{L_e}$  se define como la razón de longitud. (Chakraborty *et al.*, 2012).

Por otra parte,  $\omega_l = \sqrt{\frac{2g}{L_e}}$  es la frecuencia del líquido y  $\gamma_l = \frac{\omega_l}{\omega_s}$  la razón de sintonía con respecto a la frecuencia de la estructura principal. Además,  $\omega_s$  es la frecuencia desacoplada de la estructura principal.



## Ecuaciones de movimiento del sistema principal con ACS

### Ecuaciones del movimiento Modelo $M_1$

La ecuación matricial diferencial de segundo orden con respecto al tiempo, se muestra en (6)-(8):

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{X}} + \mathbf{K}\mathbf{X} = \mathbf{B}_u\ddot{u}_g \quad (6)$$

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} 1 + \mu_T + \mu_L & \mu_T & \mu_L p \\ \mu_T & \mu_T & 0 \\ \mu_L p & 0 & \mu_L \end{bmatrix} \quad \mathbf{C} = \begin{bmatrix} 2\xi_s \omega_s & 0 & 0 \\ 0 & 2\xi_T \omega_T \mu_T & 0 \\ 0 & 0 & 2 \frac{C_F \mu_L}{L_e} \end{bmatrix} \quad (7a, 7b)$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \omega_s^2 & 0 & 0 \\ 0 & \mu_T \omega_T^2 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{2g\mu_L}{L_e} \end{bmatrix} \quad \mathbf{B}_u = \begin{bmatrix} -(1 + \mu_T + \mu_L) \\ -\mu_T \\ -\mu_L p \end{bmatrix} \quad (8a, 8b)$$

donde  $\mathbf{M}$ ,  $\mathbf{C}$ ,  $\mathbf{K}$  y  $\mathbf{B}_u$  son las matrices de masa, amortiguamiento, rigidez y el vector de colocación del input, respectivamente. Por otra parte,  $\omega_s$  es la frecuencia del sistema principal,  $\xi_s$  es la razón de amortiguamiento,  $\omega_T$  es la frecuencia del AMS,  $\xi_T$  es la razón de amortiguamiento del AMS,  $\mu_T$  es la razón de masa del AMS (ecuación (9a)) y  $\mu_L$  es la razón de líquido del ACLS (Ecuación 9b).

$$\mu_T = \frac{m_T}{m_s} \quad ; \quad \mu_L = \frac{m_L}{m_s} \quad (9a, 9b)$$

### Ecuaciones en espacio de estado del sistema principal con ACS

La ecuación (10) muestra la formulación en espacio de estado, que consiste en una ecuación diferencial matricial con respecto al tiempo, de primer orden:

$$\dot{\mathbf{X}}_1 = \mathbf{A}\mathbf{X}_1 + \tilde{\mathbf{B}}_u\ddot{u}_g \quad (10)$$

en el que el vector de estado  $\mathbf{X}_1$  como se muestra en la ecuación (11) es:

$$\mathbf{X}_1 = \{\mathbf{X} \quad \dot{\mathbf{X}}\} \quad (11)$$

$$\mathbf{X}_1 = \{x_s(t) \quad x_T(t) \quad z(t) \quad \dot{x}_s(t) \quad \dot{x}_T(t) \quad \dot{z}(t)\}^T \quad (12)$$

Las matrices  $\mathbf{A}$  y  $\tilde{\mathbf{B}}_u$  son las que se muestran en la ecuación (13):

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} 0_{3 \times 3} & I_{3 \times 3} \\ M^{-1}K & M^{-1}C \end{bmatrix} \quad \tilde{\mathbf{B}}_u = \begin{bmatrix} 0_{3 \times 1} \\ -M^{-1}\mathbf{B}_u \end{bmatrix} \quad (13a, 13b)$$

donde la matriz de estado se muestra en (13a) y el vector de colocación de excitación sísmica se muestra en (13b).

### Tipo de excitación sísmica

Se realiza un análisis estocástico del modelo  $M_1$  sometido a una excitación sísmica de alto contenido de frecuencias (BBP) y bajo contenido de frecuencias (NBP). Para el primer caso, el input sísmico se deriva de un sismo artificial generado del espectro de la norma NCh 2745 (2013) para suelo tipo B, con el que se obtiene la Densidad de Potencia Espectral a través de un ajuste de mínimos cuadrados, es decir, un filtro de Clough-Penzien (1975), ecuación (14).

$$S_g(\omega) = S_o \frac{\omega_g^4 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2}{(\omega_g^2 - \omega^2) + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \cdot \frac{\omega^4}{(\omega_f^2 - \omega^2) + 4\xi_f^2 \omega_f^2 \omega^2} \quad (14)$$

Donde  $S_o$  es la potencia del ruido blanco,  $\omega_g$ ,  $\xi_g$  son la frecuencia y el amortiguamiento del estrato de suelo. Por otra parte,  $\omega_f$ ,  $\xi_f$  son la frecuencia y amortiguamiento del filtro. Estos parámetros se ajustan por mínimos cuadrados. Los parámetros del filtro se muestran en la Tabla 1, en donde BBP (*Broad Band Process*) es el proceso de ancho de banda amplio y NBP (*Narrow Band Process*) es el proceso de ancho de banda angosto.

Tabla 1.: Parámetros del filtro Clough y Penzien (1975)

Tipo de entrada	Parámetros				
	$S_o$	$\omega_g$ , rad/s	$\omega_f$ , rad/s	$\xi_g$	$\xi_f$
BBP	207.23	16.57	3.02	0.491	0.48
NBP	207.23	3.14	8.48	0.100	0.90

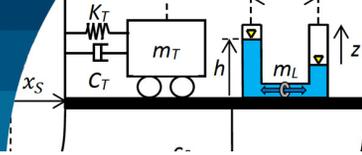
### Formulación en espacio de estado del filtro

Las ecuaciones (15) y (16a)-(16b) representan el vector y ecuación de estado del filtro, respectivamente (Saitua *et al.*, 2018):

$$\mathbf{X}_f = \{x_g \quad \dot{x}_g \quad x_f \quad \dot{x}_f\}^T \quad (15)$$

$$\dot{\mathbf{X}}_f = \mathbf{A}_f \mathbf{X}_f + \mathbf{B}_f W(t) \quad ; \quad \ddot{u}_g = \mathbf{C}_f \mathbf{X}_f \quad (16a, 16b)$$

donde  $W(t)$  es la intensidad de ruido blanco. Los parámetros  $x_g$  y  $x_f$  representan la posición del suelo y del



filtro respectivamente.

$$\sigma_{\ddot{u}_g}^2 = \frac{PGA}{3} \quad (17)$$

En (17) se expresa  $\sigma_{\ddot{u}_g}^2$ , que es la varianza de la aceleración del suelo. La aceleración máxima del suelo se expresa como PGA (*Peak Ground Acceleration*), en este caso se consideró un  $PGA = 0.3g$ , en el que  $g$  es la aceleración de gravedad.

La matriz de estado del filtro  $\mathbf{A}_f$  se muestra en (18), y (19a) muestra  $\mathbf{C}_f$  que se define como el vector de output del filtro, y  $\mathbf{B}_f$  en (19b) es el vector de colocación del ruido blanco del filtro.

$$\mathbf{A}_f = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 \\ -\omega_g^2 & -2\xi_g\omega_g & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \\ \omega_f^2 & 2\xi_f\omega_f & -\omega_f^2 & -2\xi_f\omega_f \end{bmatrix} \quad (18)$$

$$\mathbf{C}_f = [\omega_g^2 \quad 2\xi_g\omega_g \quad -\omega_f \quad -2\xi_f\omega_f] \quad \mathbf{B}_f = \begin{bmatrix} 0 \\ -1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (19a, 19b)$$

## Formulación en espacio de estado ampliado

En la ecuación (20) y (21) se muestran respectivamente, el vector y ecuación de estado ampliado, de la formulación en espacio estado de la estructura principal más el ACS, incluido el filtro.

$$\mathbf{X}_2 = \{ \mathbf{X}_1^T \quad \mathbf{X}_f^T \}^T \quad (20)$$

$$\dot{\mathbf{X}}_2 = \mathbf{A}_2 \mathbf{X}_2 + \mathbf{B}_2 W(t) \quad (21)$$

En donde su matriz de estado  $\mathbf{A}_2$  y vector de colocación  $\mathbf{B}_2$  de la excitación sísmica, se muestran en la ecuación (22a) y (22b), respectivamente. Ellos contienen la estructura - ACS - filtro.

$$\mathbf{A}_2 = \begin{bmatrix} A & \tilde{\mathbf{B}}_u \mathbf{C}_f \\ 0 & A_f \end{bmatrix} \quad \mathbf{B}_2 = \begin{bmatrix} 0 \\ \mathbf{B}_f \end{bmatrix} \quad (22a, 22b)$$

Entonces la ecuación de estado extendida estructura - ACS - filtro, se muestra en ecuación (23).

$$\begin{Bmatrix} \dot{X}_2 \\ \dot{X}_f \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} A & B_u C_f \\ 0 & A_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_2 \\ X_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ B_f \end{Bmatrix} W(t) \quad (23)$$

## Determinación de la matriz de covarianza

La matriz de covarianza  $\mathbf{R}$  del sistema estructural con el ACS y el filtro, se obtiene resolviendo la ecuación de Lyapunov expresada en la Ecuación ecuación (24).

$$\mathbf{A}_2^T \cdot \mathbf{R} + \mathbf{R} \cdot \mathbf{A}_2 + \mathbf{B}_2^T \cdot \mathbf{W} \cdot \mathbf{B}_2 = 0 \quad (24)$$

En el que  $\mathbf{W}$  es la intensidad de la señal del Ruido Blanco.

## Optimización Función objetivo

El problema de optimización a resolver es una minimización de una función objetivo, a través de la determinación de los parámetros óptimos, razón de sintonía ( $\gamma_{opt}$ ) y coeficiente de pérdida de carga ( $\xi_{opt}$ ).

La función objetivo a minimizar es:

$$\text{Minimizar: } J(\gamma_T, \gamma_L, \xi_T, \xi_L) = \text{Min}(\sigma_{x_s}) \quad (25a)$$

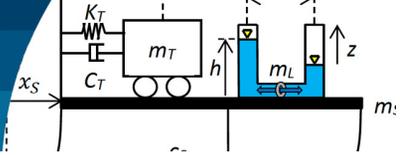
Las restricciones de optimización de los parámetros son:

$$\begin{aligned} 0.5 < \gamma_L < 2 \\ 0 < \xi_L < 30 \\ 0.5 < \gamma_T < 2 \\ 0 < \xi_T < 1 \end{aligned} \quad (25b)$$

Sujeto a la condición de borde física:

$$h - c\sigma_z \geq 0 \quad (25c)$$

Se adoptó un valor 2.0 para la constante  $c$ . La razón es compatibilizar esta investigación con otras realizadas por los autores (Espinoza *et al.*, 2018). Donde  $\sigma_z$  corresponde a la desviación estándar del desplazamiento de la superficie del líquido del ACLS y  $h$  es la altura en condición estática. La restricción corresponde al límite máximo de desplazamiento en altura  $h$  dado por la variable  $z$  que puede alcanzar el líquido dentro del ACLS;  $\gamma_T$  y  $\gamma_L$  son las razones de sintonía entre las frecuencias de los amortiguadores,  $\omega_T$  y  $\omega_L$ , y la frecuencia de la estructura principal  $\omega_s$ ; esta razón queda definida de la siguiente manera:



$$\gamma_T = \frac{\omega_T}{\omega_S}; \gamma_L = \frac{\omega_L}{\omega_S} \quad (26)$$

Para evitar el derrame del líquido, el movimiento del fluido de columna del amortiguador no debe sobrepasar el nivel de altura de la columna del ACS. Lo que se cumple a través de la ecuación (26).

## Eficiencia Eficiencia del ACS

La eficiencia del ACS se calculó a través de la ecuación (27), donde  $RD$  se expresa en forma porcentual, es decir, a medida que aumenta el valor es mayor en eficiencia o reducción.

$$RD = \left( 1 - \frac{\sigma_{x_c}}{\sigma_{x_s}} \right) \cdot 100\% \quad (27)$$

Por otra parte,  $\sigma_{x_c}$  corresponde a la desviación estándar de desplazamiento del sistema principal controlado por un ACS óptimo y  $\sigma_{x_s}$  es la desviación estándar de desplazamiento del sistema principal sin ACS.

## Resultados obtenidos

Se analiza la sensibilidad de los parámetros óptimos correspondientes al ACS ( $\gamma_p, \xi_p$ ) y otra con los de AMS ( $\gamma_r, \xi_r$ ). Se estudia su comportamiento con respecto a dos parámetros, el periodo fundamental de la estructura  $T_s$ , que define la flexibilidad de la estructura y la razón de masa  $\mu$ , propiedad de los dispositivos de gran importancia en sus comportamientos. Como criterio se asignó una cantidad de masa distinta en ambos dispositivos, la que se expresa a través de un parámetro  $\alpha_1$  que mide razón de masa del ACS,  $\mu_L$ , con respecto a la razón de masa total de ACS. Se realiza primero el análisis de sensibilidad del ACS con respecto a  $\mu$  y posteriormente con respecto a  $T_s$ . En cada caso se analiza primero el dispositivo ACS y posteriormente el AMS. Para el análisis del contenido de frecuencias, en cada caso se analiza primero ante un input de BBP seguido de una excitación de NBP.

## Análisis de sensibilidad Efecto de la razón de masa $\mu$

Como se mencionó anteriormente, se realiza un análisis del comportamiento de los parámetros óptimos del AMS  $\gamma_T$  y  $\xi_T$  con respecto a la razón de masa total  $\mu$ . De acuerdo con lo expresado con anterioridad, este parámetro corresponde a la porción de masa del ACS con respecto a la masa total del ACS. A este parámetro se le asignó tres valores,  $\mu = 0.25, 0.5, \text{ y } 0.75$ . En el primer caso, predomina la masa del AMS, el segundo valor asume masas iguales y en el tercer valor se asume mayor masa para el ACS. La Figura 2 muestra 6 gráficos correspondientes a los parámetros óptimos del AMS con respecto a la razón de masa total del ACS  $\mu$ . En la fila superior se encuentra la razón de sintonía óptima  $\gamma_T$  y en la inferior el amortiguamiento óptimo  $\xi_T$ .

Se grafican los parámetros óptimos del AMS, donde se analiza una estructura de 2.0, 2.5 y 3.0 s de periodo. Estos gráficos se obtuvieron para un BBP. Se observa que cuando la razón de masa del AMS es mayor, este tiende a sintonizarse con la frecuencia de la estructura, independiente de la razón de masa total. Y a medida que posee un menor porcentaje de la masa total del ACS, disminuye linealmente a medida que aumenta la razón de masa total, siendo más notorio en estructuras más flexibles. En cuanto a la razón de amortiguamiento, aumenta a medida que la razón de masa aumenta. Además, es insensible al periodo de la estructura.

La Figura 3 es análoga a la Figura 2, pero considera un NBP. Se observa que el comportamiento de la razón de amortiguamiento óptimo del AMS es similar al caso de ancho de banda amplia. Sin embargo, la razón de aumento con respecto a la razón de masa es mayor para periodos mayores. Por otra parte, en el caso del periodo  $T_s = 2.5$  s cuando la razón de masa del AMS es mayor a la del ACS, la razón de sintonía del AMS se desintoniza, aumentando con respecto a la razón de masa del ACS. Es decir, la frecuencia óptima del AMS crece, con respecto a la frecuencia de la estructura principal. Para estructuras más flexibles, las razones de sintonía decrecen con respecto a la razón de masa del ACS, siguiendo un orden inverso con respecto a las razones de masa, al caso del NBP.

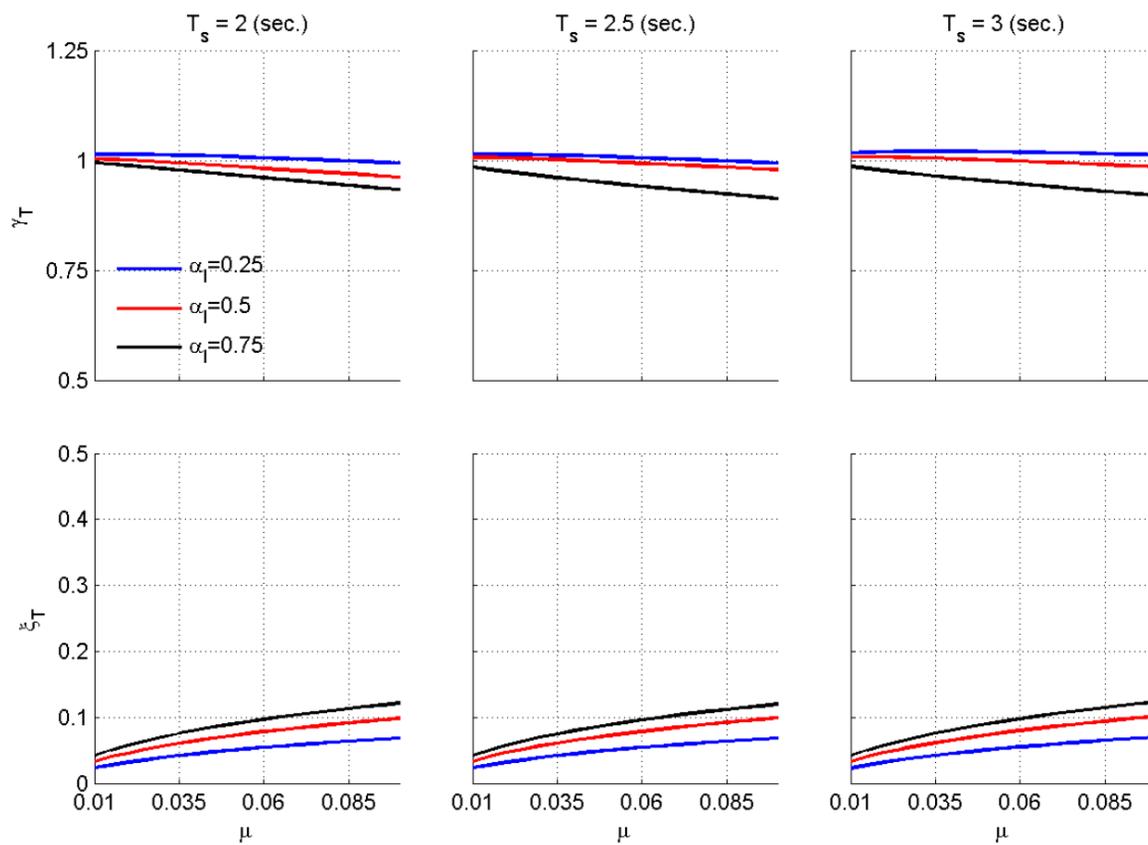
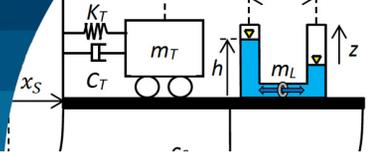


Figura 2: Razón de sintonía  $\gamma_T$  y amortiguamiento óptimo  $\xi_T$  en función de la razón de masa  $\mu$  para distintos valores de  $\alpha_1$ .

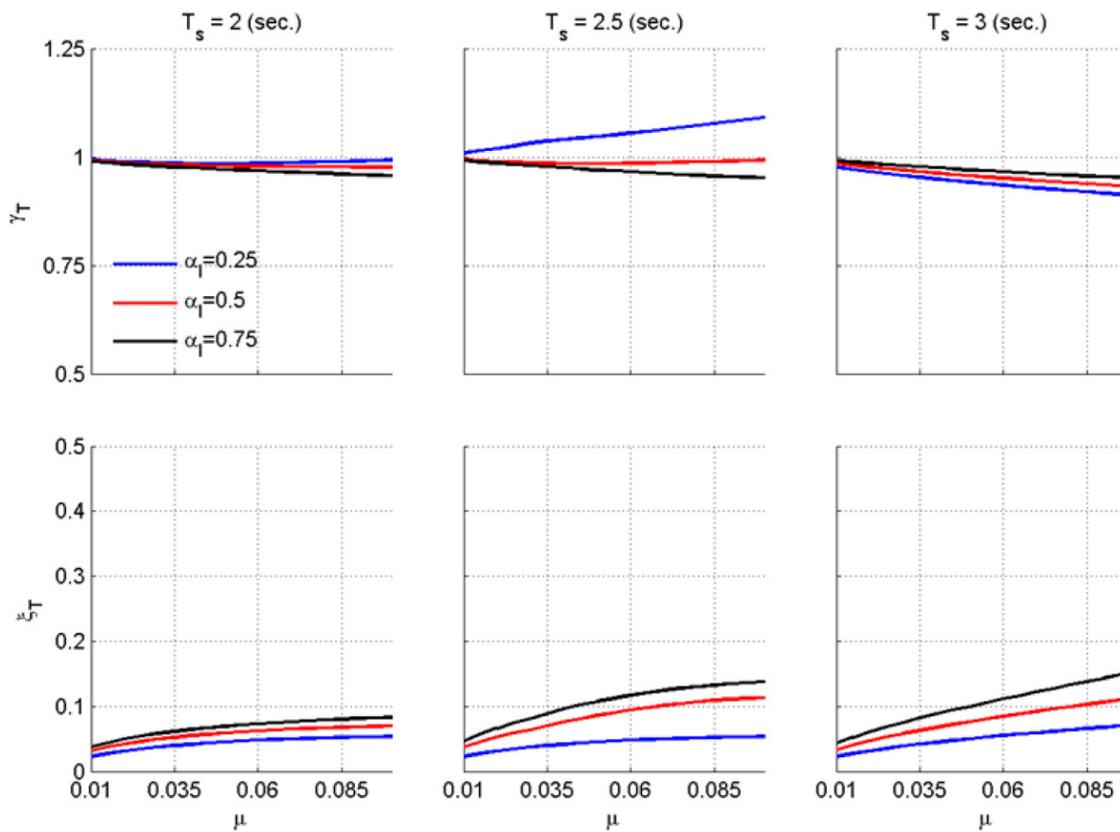
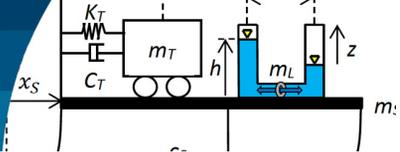


Figura 3: Razón de sintonía  $\gamma_T$  y amortiguamiento óptimo  $\xi_T$  en función de la razón de masa  $\mu$  con amortiguamiento del sistema  $\xi_s = 0.02$  y distintos valores de  $\alpha_1$  para un proceso aleatorio de AB angosto.



La Figura 4 es análoga a la Figura 2, sin embargo, corresponde a los parámetros óptimos del ACLS, es decir, razón de frecuencias óptima del ACLS  $\gamma_L$  y el coeficiente de pérdida de carga  $\xi_L$ . Al igual que en la Figura 2, el input corresponde a un BBP.

En la Figura 4 se observa que para periodos bajos la frecuencia óptima del ACLS tiene un valor menor que la de la frecuencia traslacional desacoplada de la estructura principal. Se observa que a medida que aumenta la razón de masa, la razón de frecuencias óptima disminuye. Por otra parte, mientras mayor es el porcentaje de masa del ACLS con respecto a la razón de masa total, la razón de decrecimiento es mayor. En el caso de estructuras más flexibles, cuando el porcentaje de masa del ACLS es mayor a la del AMS, la frecuencia óptima del ACLS es mayor a la de la estructura principal y aumenta con respecto a la razón de masa total.

Por otra parte, el coeficiente de pérdida de carga a medida que aumenta la razón de masa total aumenta y es mayor para razones de masa menores del ACLS. Se observa

que mientras es menor el porcentaje de masa de líquido, la razón de crecimiento es mayor. Además, mientras más flexible es la estructura, es mayor el valor del coeficiente de pérdida de carga. La Figura 5 entrega resultados análogos a la Figura 4, pero resultantes de una excitación de ancho de banda angosta.

En la Figura 5, el comportamiento difiere bastante del caso de BBP, principalmente para la razón de frecuencias óptimas para periodo alto. En tal caso, aumenta con respecto a la razón de masa, siendo mayor a medida que el porcentaje de masa de líquido es mayor. En el caso del coeficiente de pérdida de carga, el comportamiento para estructuras medias a bajas es totalmente distinto al caso de BBP. En este caso, a medida que aumenta la razón de masa el coeficiente de pérdida de carga disminuye y es menor a medida que aumenta el porcentaje de masa del líquido. Para el periodo de 2.5 s, a medida que disminuye el porcentaje de masa de líquido, el comportamiento del coeficiente de pérdida de carga cambia de un decrecimiento a un aumento en valor de este.

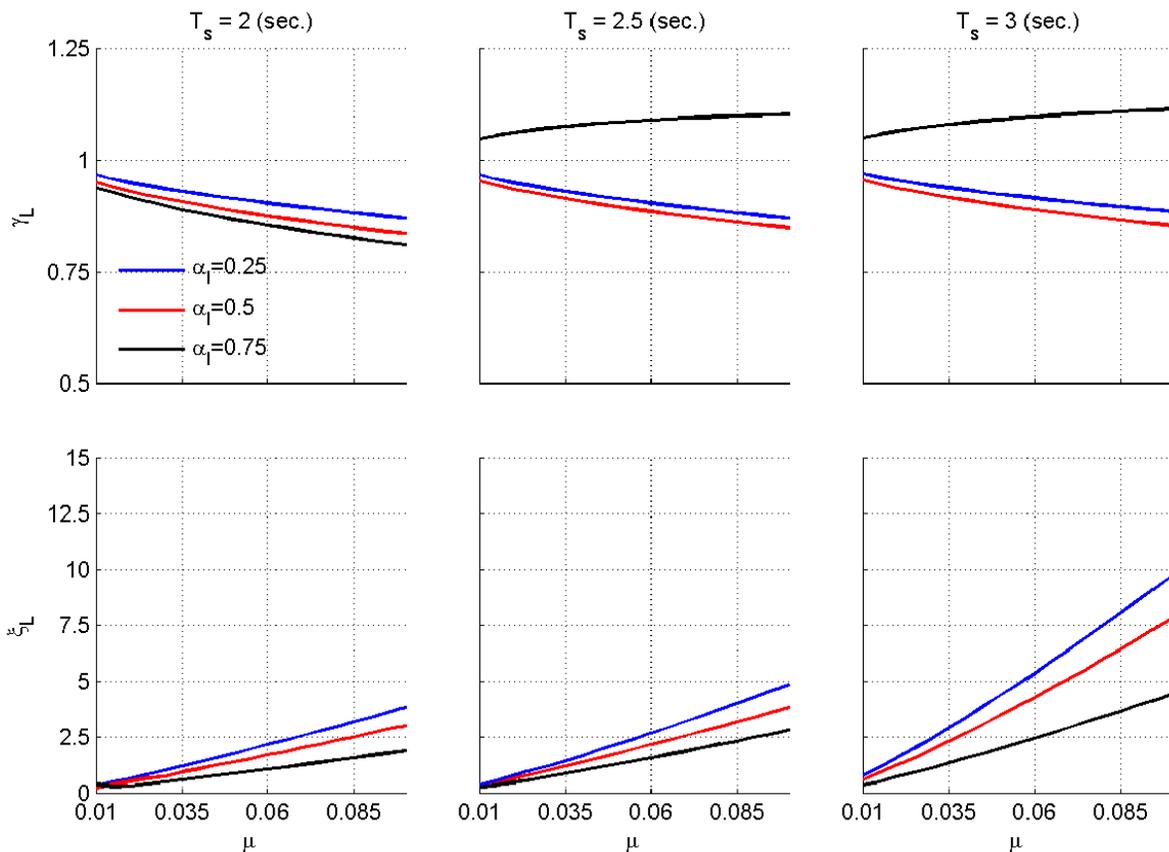


Figura 4: Razón de sintonía  $\gamma_L$  y coeficiente de pérdida de carga óptimo  $\xi_L$  en función de la razón de masa  $\mu$  con amortiguamiento del sistema  $\xi_s = 0.02$  y distintos valores de  $\alpha_1$  para un proceso aleatorio de AB amplio.

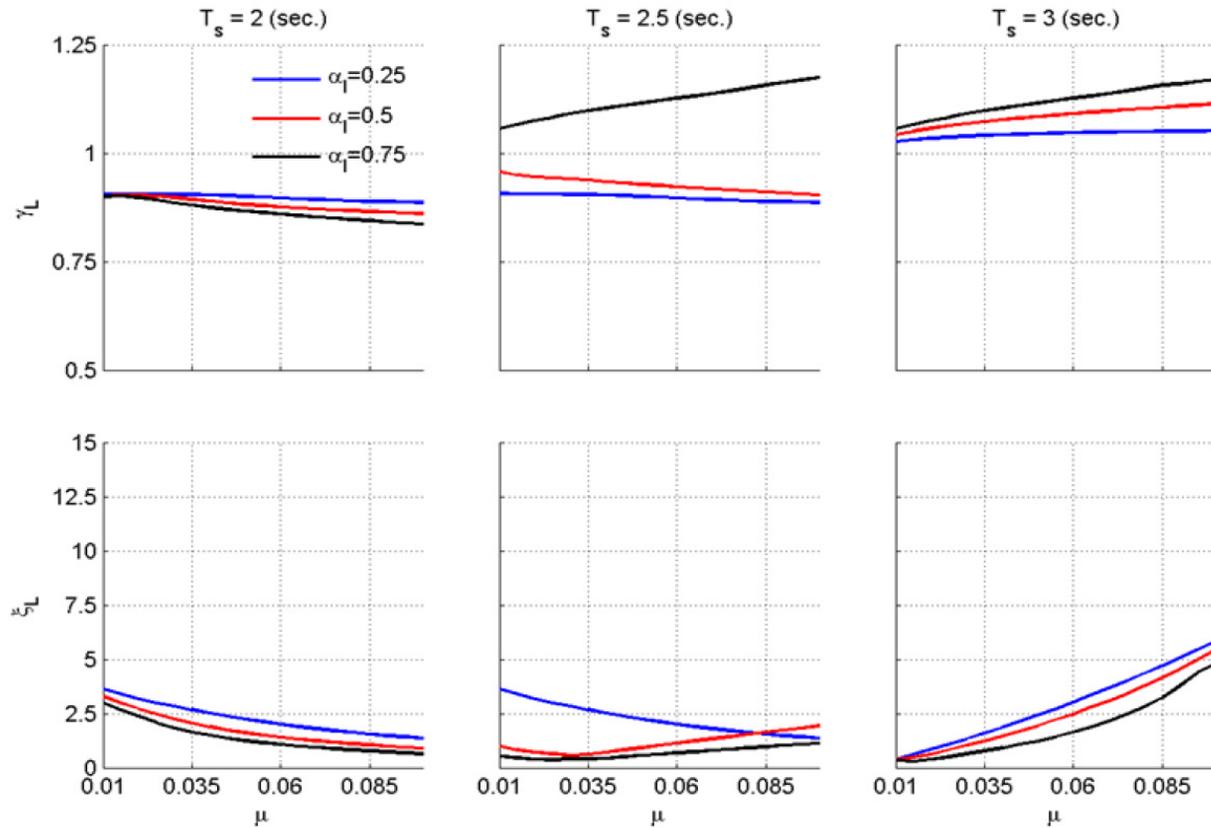
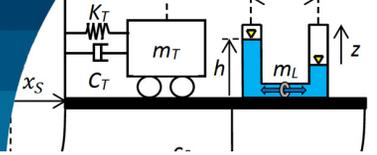


Figura 5: Razón de sintonía  $\gamma_L$  y coeficiente de pérdida de carga óptimo  $\xi_L$  en función de la razón de masa  $\mu$  con amortiguamiento del sistema  $\xi_s = 0.02$  y distintos valores de  $\alpha_1$  para un proceso aleatorio de AB angosto.

### Efecto del periodo de la estructura

A continuación se realiza un análisis de sensibilidad de los parámetros óptimos del ACS, con respecto al periodo de la estructura principal. Al igual que en el apartado anterior se muestran los resultados, primero para los parámetros óptimos del AMS y después para los del ACLS.

De la misma manera que en el análisis anterior, se analiza primero el modelo  $M_1$ , sometido a un proceso de ancho de banda amplio y posteriormente, a un proceso de ancho de banda angosto. En la Figura 6, se muestran 6 gráficos, en donde la disposición de los parámetros óptimos es la misma de la Figura 2. Sin embargo, se grafica en función del periodo de la estructura principal y a un valor de la razón de masa total  $\mu = 0.04, 0.06$  y  $0.08$ . Cada curva corresponde a una razón de longitud,  $p = 0.5, 0.6$  y  $0.7$ . En este caso el input sísmico es un BBP. Es importante notar que en este análisis el porcentaje de la razón de masa total, para el ACLS y el AMS es de un 50%.

En la Figura 6 se observa que la razón de frecuencias

óptimas es prácticamente insensible al periodo de la estructura, aumentando levemente su magnitud con respecto al periodo. Por otra parte, es dependiente de la razón de longitud, sólo para razones de masa bajas, siendo menor, a medida que las razones de longitud son menores. En cuanto a la razón de amortiguamiento, se observa una insensibilidad al periodo y a la razón de longitud, aumentando levemente su valor a medida que aumenta la razón de masa.

La Figura 7 es análoga a la Figura 6, pero considera como input un NBP. De ella se observa que tiene un comportamiento levemente distinto en el comportamiento de la razón de frecuencia óptima de la Figura 6. En este caso, este parámetro óptimo es insensible al periodo de la estructura principal, y para periodos medios a altos se sintoniza con la estructura principal. Además, para razones de masa menores, es insensible para razones de longitud más bajas. Por otra parte, se observa un comportamiento prácticamente igual en la razón de amortiguamiento al caso del BBP.

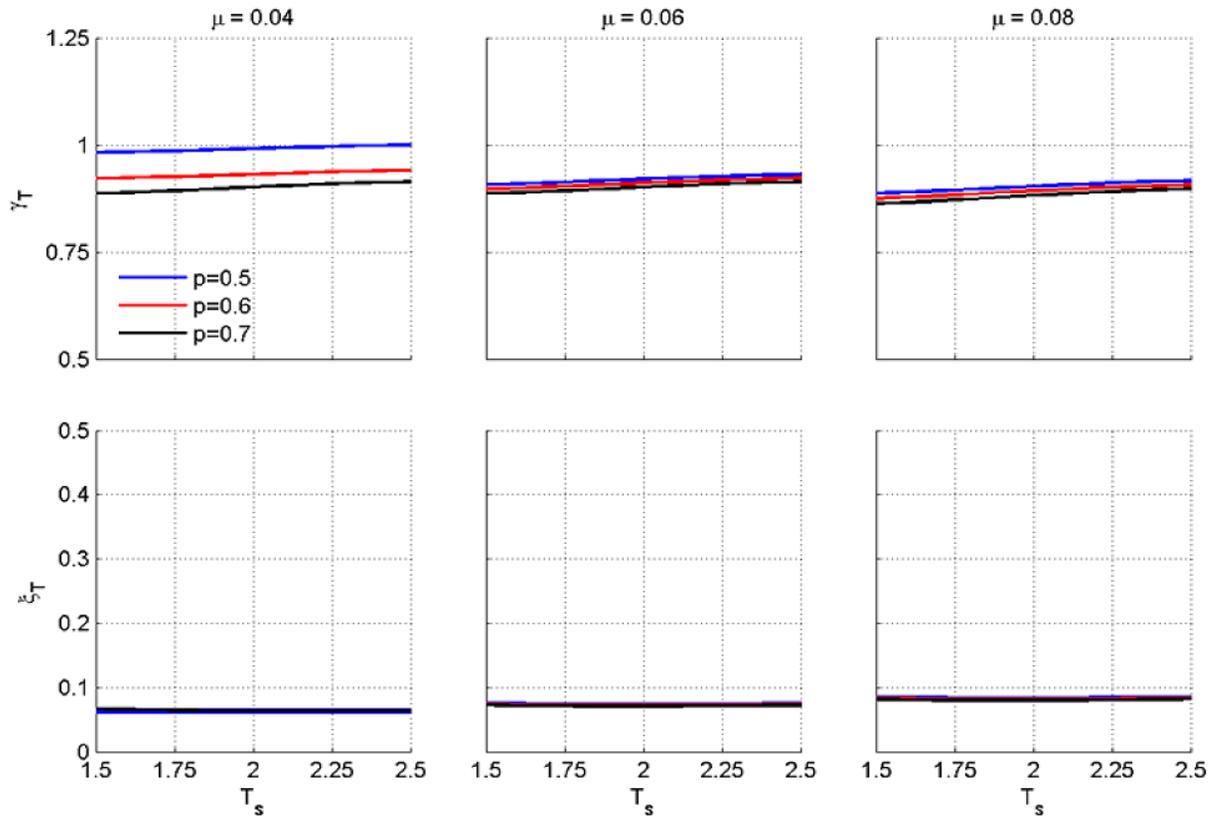
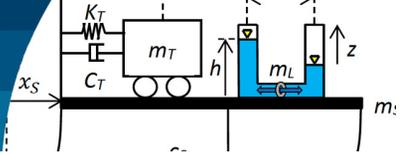


Figura 6: Razón de sintonía  $\gamma_T$  y amortiguamiento óptimo  $\xi_T$  en función del periodo de la estructura primaria  $T_s$  con amortiguamiento del sistema  $\xi_s = 0.02$  y distintos valores del parametro  $\rho$  para un proceso aleatorio de AB amplio.

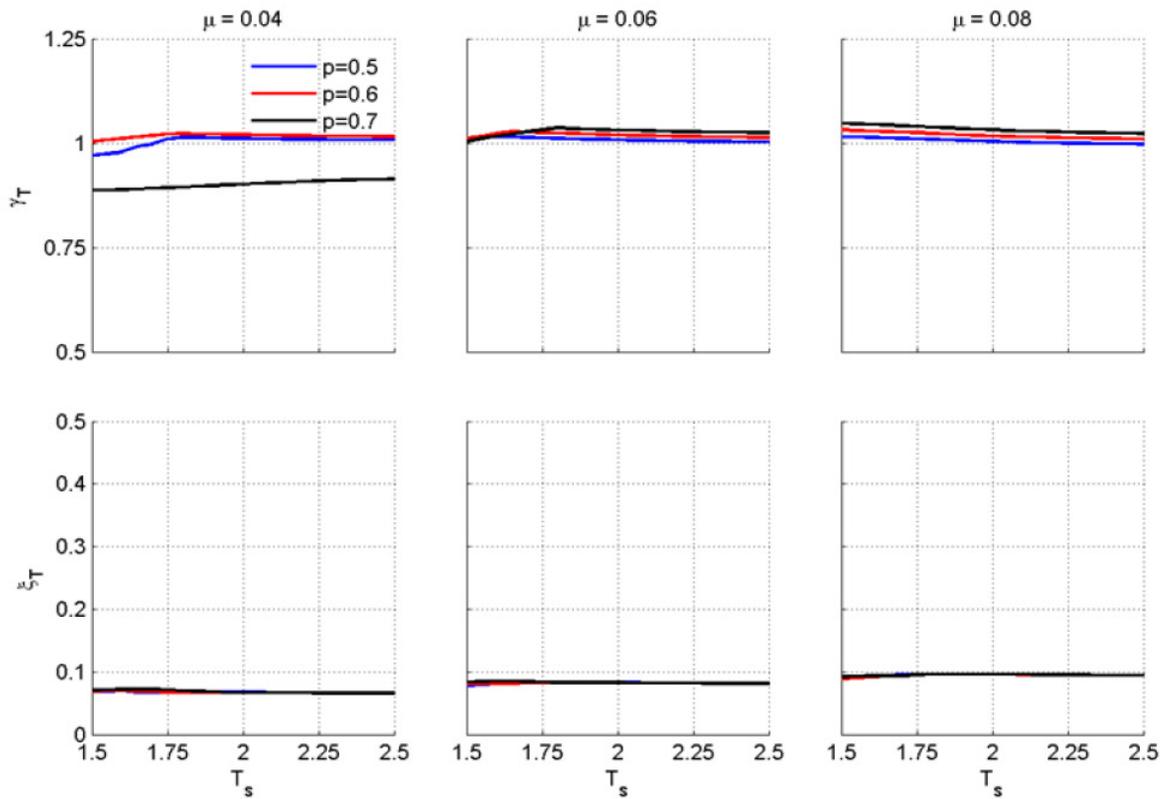


Figura 7: Razón de sintonía  $\gamma_T$  y amortiguamiento óptimo  $\xi_T$  en función del periodo de la estructura primaria  $T_s$  con amortiguamiento del sistema  $\xi_s = 0.02$  y distintos valores del parametro  $\rho$  para un proceso aleatorio de AB angosto.

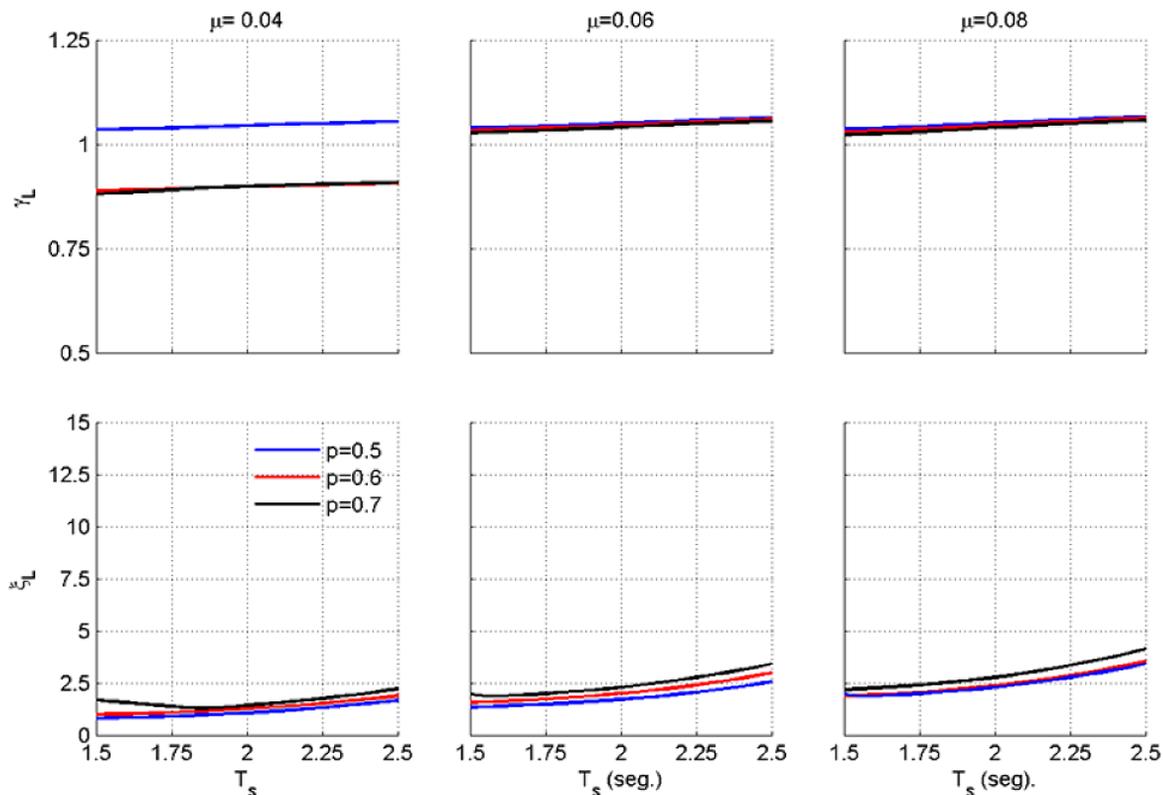
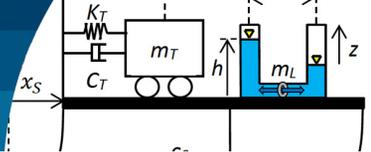


Figura 8: Razón de sintonía  $\gamma_L$  y coeficiente de pérdida de carga óptimos  $\xi_L$  en función del periodo de la estructura primaria  $T_s$  con amortiguamiento del sistema  $\xi_s = 0.02$  y distintos valores del parámetro  $\rho$  para un proceso aleatorio de AB amplio.

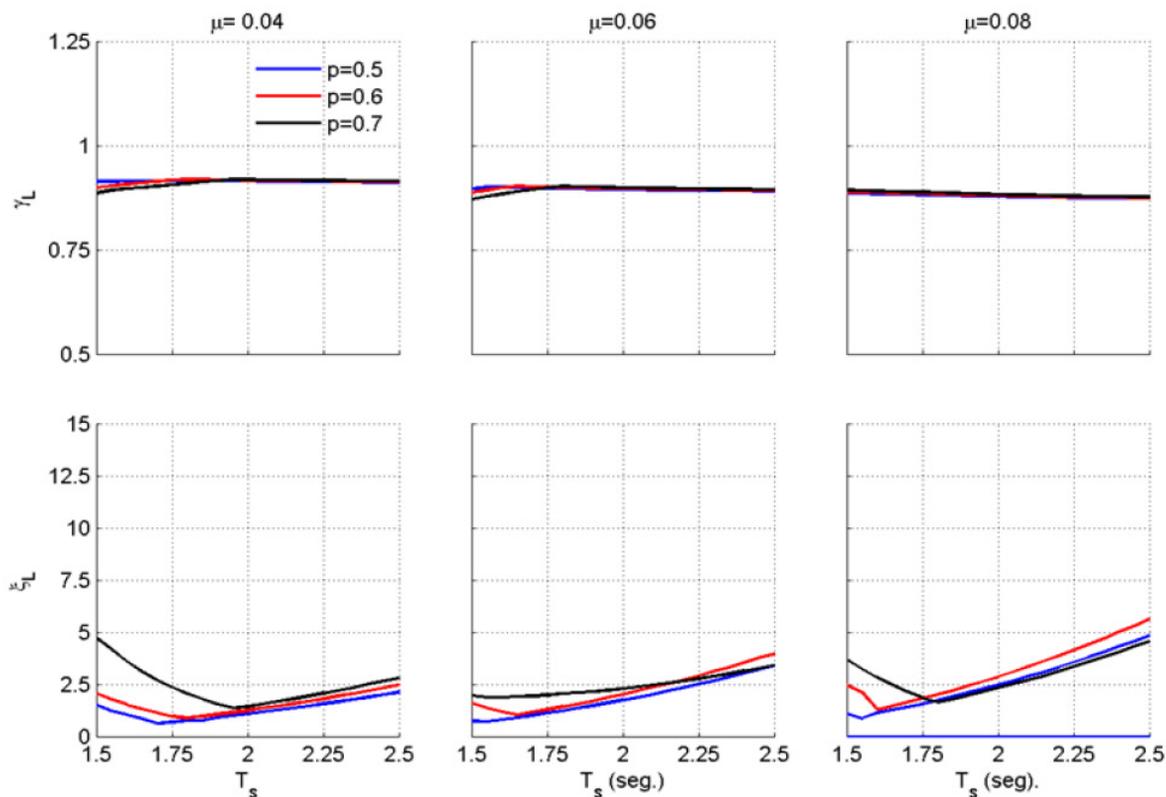
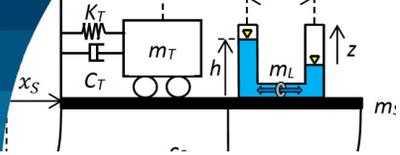


Figura 9: Razón de sintonía  $\gamma_L$  y coeficiente de pérdida de carga óptimos  $\xi_L$  en función del periodo de la estructura primaria  $T_s$  con amortiguamiento del sistema  $\xi_s = 0.02$  y distintos valores del parámetro  $\rho$  para un proceso aleatorio de AB angosto.



La Figura 8 muestra la sensibilidad de los parámetros óptimos del ACLS con respecto al periodo de la estructura  $T_s$ . De la misma forma que la Figura 6, se realiza el análisis, con respecto a la razón de masa del sistema completo y de la razón de longitud. De la fila superior de gráficas de la Figura 8, se observa que la razón de frecuencias del ACLS aumenta levemente con respecto al periodo de la estructura principal. Siendo también insensible para razones de masa mayores con respecto a la razón de longitud. Se observa también que para razones de masa pequeñas, esta tiene un comportamiento distinto cuando  $p = 0.5$ , valor para el cual la frecuencia óptima del ACLS se hace superior a la frecuencia de la estructura.

La Figura 9 muestra en forma análoga a lo presentado por la Figura 8, pero considerando un input de ancho de banda angosto. De ella se observa un comportamiento muy distinto al caso de BBP. De la fila superior de gráficas de la Figura 9, se observa que la razón de frecuencias óptimas del ACLS, es insensible al periodo del sistema principal, a la razón de masa y a la razón de longitud, adquiriendo un valor promedio de 0.9. En cuanto al coeficiente de pérdida de carga, se observa un descenso del valor de este con respecto al periodo hasta llegar a un mínimo en un valor de  $T_s$ , que es mayor a medida razón de longitud es mayor. Posteriormente, crece con respecto al periodo.

## Eficiencia del ACS óptimo con respecto a la razón de masa $\mu$

La Figura 10 muestra la eficiencia óptima del ACS con respecto a la razón de masa total  $\mu$ . La fila superior de gráficas de la Figura 10 muestra la eficiencia de ACS óptimo, cuando el contenido de frecuencias de la excitación sísmica es alto, y en la fila inferior cuando este es bajo. Cada una de las columnas corresponde a un periodo de la estructura, desde una estructura rígida, primera columna a la izquierda hasta una más flexible a la derecha. Cada curva corresponde a un  $\alpha$ , el cual es una porción de masa del ACLS con respecto a la masa total del ACS. La Figura 10, muestra la reducción de desplazamiento RD, cuya expresión se muestra en (27). Se observa que, cuando la excitación es de alto contenido de frecuencia, el porcentaje de reducción aumenta con la razón de masa  $\mu$  del ACS, es decir, aumenta la eficiencia. Además, es insensible a la flexibilidad de la estructura y tiene una eficiencia menor para razones de masa de líquido menores. Por otra parte, cuando la excitación sísmica es de bajo contenido de frecuencias, el ACLS óptimo aumenta su porcentaje de reducción a medida que aumenta la razón de masa. En cuanto a la flexibilidad, en excitaciones de NBP este dispositivo tiene una menor eficiencia a medida que la estructura tiene un periodo mayor.

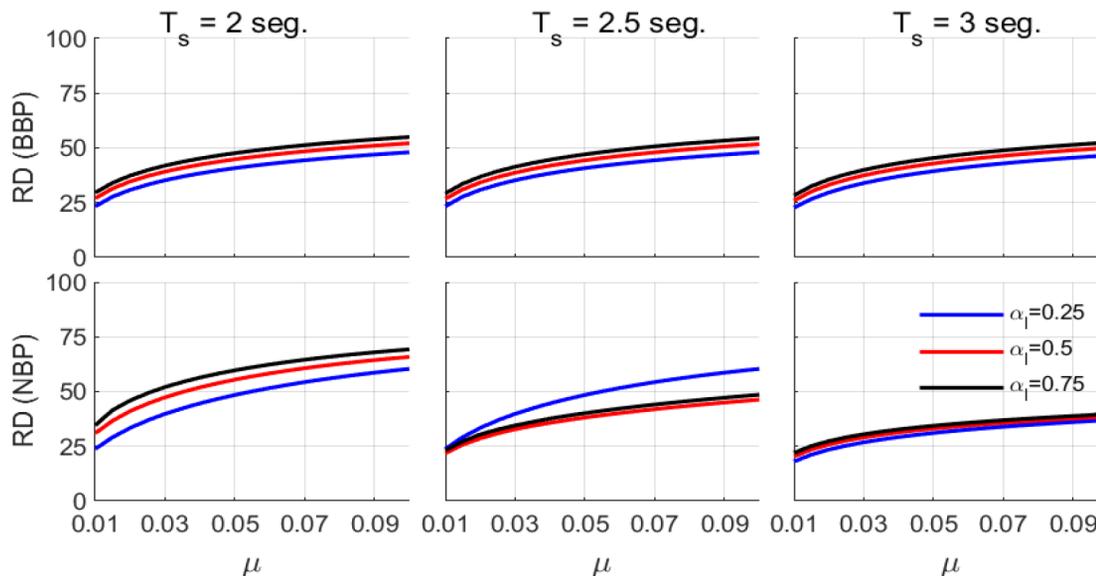


Figura 10: Reducción de desplazamiento  $RD$  en función de la razón de masa  $\mu$  y con amortiguamiento del sistema  $\xi_s = 0.02$  para ambos procesos aleatorios de AB amplio y angosto.

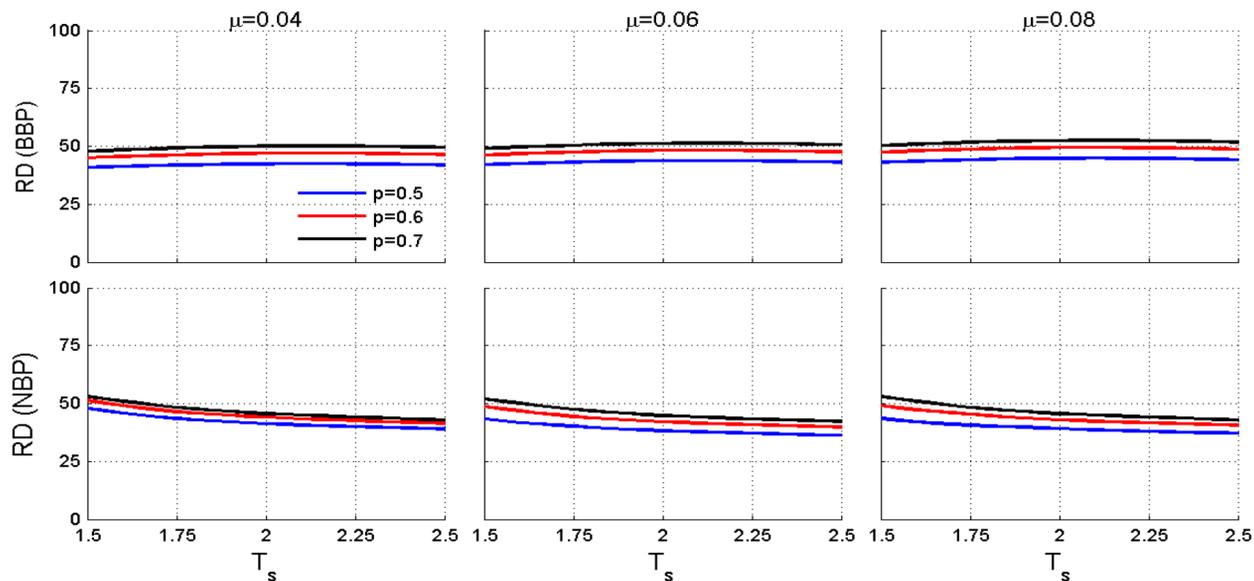
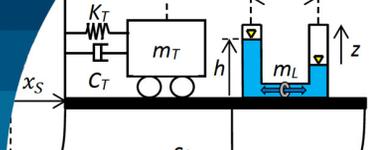


Figura 11: Reducción de desplazamiento  $RD$  en función del periodo de la estructura primaria ( $T_s$ ) y con amortiguamiento del sistema  $\xi_s = 0.02$  para ambos procesos aleatorios de AB amplio y angosto.

## Eficiencia del ACS con respecto al periodo de la estructura principal $T_s$

La Figura 11 muestra el porcentaje de reducción del ACS óptimo en función del periodo  $T_s$ , la disposición para distintas razones de masa es análoga a la de los periodos en la Figura 10. En cada gráfico se muestran distintas razones de longitud según el color de la línea de los gráficos. Se considera un porcentaje de masa para el AMS y ACLS de un 50% de la masa total. La fila superior de gráficas de la Figura 11 corresponde a una estructura controlada por un ACS óptimo antes una excitación BBP y la fila inferior para una NBP. Si se observa la Figura 11, cuando la excitación es de BBP la eficiencia del ACLS es insensible al periodo, a la razón de masa y es mayor cuando la razón de longitud es más alta. En excitaciones de NBP, a medida que aumenta el periodo de la estructura principal, la reducción del desplazamiento disminuye. No hay sensibilidad en el comportamiento de la eficiencia ante una variación de masa, ni de la razón de longitud.

## Conclusiones

Se concluye de esta investigación:

1. Los parámetros óptimos del ACS, son insensibles al contenido de frecuencias de la excitación a excepción del coeficiente de pérdida de carga.

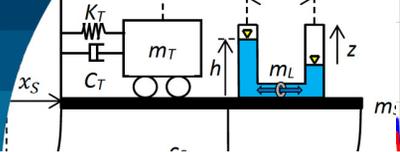
2. La eficiencia del ACS depende del contenido de frecuencias de la excitación.
3. El ACS es más eficiente a medida que la razón de masa del dispositivo ACS es mayor.
4. El ACS no se recomienda para estructuras altas.

## Agradecimientos

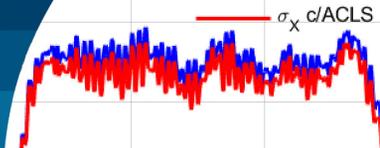
Los autores agradecen a la Universidad del Bío-Bío por el financiamiento otorgado para el desarrollo de esta investigación, a través de Proyecto Regular de Investigación UBB DIUBB 2260531 IF/R.

## Referencias

- Chakraborty, S., Debbarma, R. and Marano, G.C. (2012). Performance of tuned liquid column dampers considering maximum liquid motion in seismic vibration control of structures. *Journal of Sound and Vibration* 331(7), 1519–1531
- Clough, R. and Penzien, J. (1975). *Dynamics of structures*. McGraw-Hill, New York, USA.
- Crandall, S.H. and Mark, W.D. (1963). *Random vibration in Mechanical Engineering*. Academic Press: New York, USA



- Den Hartog, J.P. (1956). *Mechanical vibrations*. Fourth ed., Dover Publications, New York, USA
- Di Matteo, A., Lo Iacono, F., Navarra, G. and Pirrotta, A. (2015). Optimal tuning of tuned liquid column damper systems in random vibration by means of an approximate formulation. *Meccanica* **50**, 795-808
- Espinoza, G., Quinteros, C., Gajardo, K., Suazo, A. and Quijada, S. (2021a). Eficiencia de un amortiguador de columna de líquido sintonizado considerando una excitación sísmica de bajo contenido de frecuencias e incertidumbre. *Obras y Proyectos* **29**, 54-66
- Espinoza, G., Saavedra J., Gajardo, K., Suazo, A. y Cifuentes C. (2021b) Eficiencia de un amortiguador de columna de líquido considerando una excitación sísmica de alto contenido de frecuencias e incertidumbre. *Obras y Proyectos* **29**, 67-79
- Espinoza, G., Sagredo, G. y Suazo, A. (2020a). Análisis de la eficiencia de un amortiguador combinado sintonizado con incertidumbre en los parámetros sometido a una excitación sísmica de alto contenido de frecuencias. *Obras y Proyectos* **28**, 58-67
- Espinoza, G., Rivas, S. y Suazo, A. (2020b). Análisis de la eficiencia de un amortiguador combinado sintonizado con incertidumbre en los parámetros sometido a excitaciones sísmicas de bajo contenido de frecuencias. *Obras y Proyectos* **28**, 68-77
- Espinoza, G., Carrillo, C. and Suazo, A. (2018). Analysis of a tuned liquid column damper in non-linear structures subjected to seismic excitations. *Latin American Journal of Solids and Structures* **15**(7), e91
- Frahm, H. (1909). Device for damping vibrations of bodies. USA patent 0989958A
- Kamel, A.G. and Basily, R.M. (2021). Optimal passive structural control under extreme earthquake excitations using a combined pendulum tuned mass damper. *Journal of Applied Mathematics and Computational Mechanics* **20**(4), 51-64
- NCh2745 (2013). Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile
- Ormondroyd, J. and Den Hartog, J. (1928). The theory of dynamic vibration absorber. *Transactions of the American Society of Mechanical Engineers Journal of Applied Mechanics* **50**(7), 9-22
- Rozas, L., Boroschek, R.L., Tamburrino, A. and Rojas, M. (2016). A bidirectional tuned liquid column damper for reducing the seismic response of buildings. *Structural Control and Health Monitoring* **23**(4), 621-640
- Saitua, F., Lopez-Garcia, D., and Taflanidis, A.A. (2018). Optimization of height-wise damper distributions considering practical design issues. *Engineering Structures* **173**, 768-786
- Sakai, F., Takaeda, S. and Tamaki, T. (1989). Tuned liquid column damper - New type device for suppression of building vibrations. *First International Conference on High-Rise Buildings*, Nanjing, China, 926-931
- Sgobba, S. and Marano, G.C. (2010). Optimum design of linear tuned mass dampers for structures with nonlinear behaviour. *Mechanical Systems and Signal Processing* **24**(6), 1739-1755
- Shum, K.M. (2009). Closed form optimal solution of a tuned liquid column damper for suppressing harmonic vibration of structures. *Engineering Structures* **31**(1), 84-92
- Wang, L., Zhao, X. and Zheng, Y.M. (2016). A combined tuned damper and an optimal design method for wind-induced vibration control for super tall buildings. *The Structural Design of Tall and Special Buildings* **25**(10) 468-502
- Yalla, S.K. and Kareem, A. (2000). Optimum absorber parameters for tuned liquid column dampers. *Journal of Structural Engineering* **126**(8) 906-915



# Validación mediante simulación de Montecarlo de la eficiencia de un amortiguador de columna de líquido sintonizado óptimo para excitaciones de alto contenido de frecuencias

Validation by Montecarlo simulation of the efficiency of an optimally tuned liquid column damper for excitations with high frequency content

(<https://doi.org/10.21703/0718-2813.2023.34.2446>)

Fecha de entrega: 29 de octubre 2022  
Fecha de aceptación: 11 de agosto 2023

Álvaro Suazo, Camilo Sanhueza, Gerardo Coloma y Gilda Espinoza

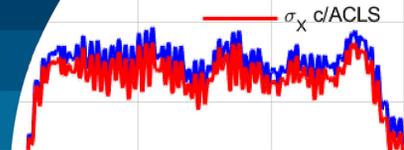
Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Facultad de Ingeniería, Universidad del Bío-Bío, Avenida Collao 1202, Casilla 5-C, Concepción, Chile, [asuazo@ubiobio.cl](mailto:asuazo@ubiobio.cl) (Orcid: 0000-0003-1386-8821), [camilo.sanhueza1401@alumnos.ubiobio.cl](mailto:camilo.sanhueza1401@alumnos.ubiobio.cl) (Orcid: 0000-0002-4782-837X), [gcoloma@egresados.ubiobio.cl](mailto:gcoloma@egresados.ubiobio.cl) (Orcid: 0000-0001-7488-1320), [gespinoz@ubiobio.cl](mailto:gespinoz@ubiobio.cl) (Orcid: 0000-0001-5722-5575)

*En esta investigación se analiza el valor de la eficiencia del Amortiguador de Columna de Líquido Sintonizado (ACLS), calculada a través de la teoría estocástica de vibraciones. Se emplean tres criterios o funcionales de optimización. El modelo consiste en un sistema principal de un grado de libertad, con comportamiento no lineal, controlado por un ACLS no lineal. El análisis estocástico supone un estado estacionario y realiza una linealización estadística equivalente, para el comportamiento no lineal, con lo que se obtienen reducciones teóricas de desplazamiento y de energía histerética. Luego, éstas se comparan con las reducciones obtenidas con una simulación de Montecarlo con 200, 450, 800, 1250, 1850, 2600 simulaciones. Para la simulación se plantean las ecuaciones no lineales, que se integran directamente sin linealizarlas. Las simulaciones se realizan con sismos artificiales de alto contenido de frecuencias, compatibles con la norma chilena NCh2745 (2013). Los resultados de la simulación de Montecarlo son sensibles al número de simulaciones consideradas. Se produce una convergencia para dos criterios. Los errores son menores al 10%, lo que se considera aceptable. Las reducciones obtenidas para la energía histerética de un análisis teórico, sobrestiman la eficiencia del ACLS, para un criterio con un periodo de 2.0 s, y para todos los criterios cuando se tiene un periodo de 2.5 s.*

**Palabras claves:** amortiguador de columna de líquido sintonizado, comportamiento no lineal, simulación de Montecarlo, análisis estocástico

*In this research the efficiency of the Tuned Liquid Column Damper (TLCD) calculated through stochastic vibration theory is analysed. Three optimization functionalities or criteria are considered. The model consists of a one degree of freedom main system, with non-linear behaviour; controlled by non-linear TLCD. The stochastic analysis assumes a steady-state and performs an equivalent statistical linearization for nonlinear behaviour; with which theoretical displacement and hysteretic energy reductions are obtained. Then, these theoretical reductions are compared with the reductions obtained with a Monte Carlo Simulation (MCS) of 200, 450, 800, 1250, 1850, 2600 simulations. For the simulation, nonlinear equations are proposed, which are directly integrated without linearization. The simulations are performed with artificial earthquakes of high-frequency content, compatible with the Chilean standard NCh2745 (2013). The results obtained through the MCS are sensitive to the number of simulations considered. However, a convergence occurs for two criteria. Errors are less than 10%, which is considered acceptable. The reductions obtained for hysteretic energy from a theoretical analysis overestimate the efficiency of TLCD, for a criterion with a period of 2.0 s, and for all criteria with a period of 2.5 s.*

**Keywords:** tuned liquid column damper; non-linear behaviour; Montecarlo simulations, stochastic analysis



## Introducción

En el último tiempo se han realizado bastantes investigaciones para el desarrollo de nuevas estrategias que permitan proveer a las estructuras de mayor seguridad. Esto se puede alcanzar a través de la incorporación de sistemas de reducción de vibraciones, entre los cuales se encuentran los amortiguadores de columna de líquido sintonizado (ACLS). Estos últimos consisten en un recipiente en forma de U que en su interior contiene líquido (generalmente agua), el cual imparte amortiguamiento indirecto a la estructura a través del movimiento oscilante del fluido dentro del recipiente. La disipación de energía en la columna de agua resulta del paso del líquido a través de un orificio con características inherentes de pérdida de carga (Yalla y Kareem, 2000).

Los primeros estudios respecto al ACLS estuvieron enfocados en estructuras afectadas por el viento. Xu *et al.* (1992) investigan la posible aplicación de ACLS, comparando la eficiencia de los ACLS respecto a la de amortiguadores de masa sintonizada (AMS) en estructuras sensibles al viento, concluyendo que ambos sistemas pueden lograr el mismo nivel de reducción de movimiento, presentando el ACLS significativas ventajas prácticas respecto al AMS, de menor costo de mantenimiento. Won *et al.* (1996) investigan el comportamiento del ACLS en el control de una estructura solicitada sísmicamente, extendiendo su uso a este tipo de eventos. Estudiaron el rendimiento sísmico del ACLS para el control pasivo de estructuras flexibles sometidas a una acción sísmica estocástica con una frecuencia y amplitud moduladas, para representar el movimiento de un sismo de alta intensidad. Observaron que los ACLS son más eficientes en estructuras que tienen períodos superiores a 2 s.

Ghosh y Basu (2007) presentan una solución de forma cerrada para la relación de sintonización óptima de un ACLS, el que es válido para estructuras amortiguadas sujetas a una carga sísmica generalizada. Wu *et al.* (2009) estudian los parámetros óptimos de un ACLS que presenta secciones transversales no uniformes para una estructura de un grado de libertad con movimiento horizontal, concluyendo que la relación de sintonización de frecuencia óptima es independiente del nivel de excitación; y que el uso de secciones transversales uniformes para las columnas líquidas es siempre la mejor opción en las mismas

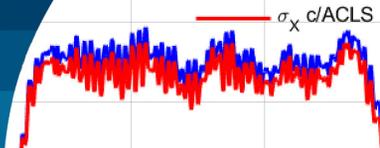
condiciones de amortiguamiento estructural, relación de masa y relación de longitud horizontal del ACLS.

Di Matteo *et al.* (2014) introducen una fórmula que permite elegir los parámetros óptimos de un ACLS de forma directa y rápida, fórmula que fue verificada en comparación con la simulación de Montecarlo basada en el sistema completo no lineal. Di Matteo *et al.* (2015) proponen una formulación alternativa, basada en operadores fraccionarios, para modelar los movimientos del líquido contenido en dispositivos ACLS, mejorando notablemente la predicción de los desplazamientos reales de la superficie líquida con respecto al modelo no lineal clásico.

Mohebbi *et al.* (2015) proponen un método de optimización para el diseño óptimo de múltiples ACLS con el fin de mejorar el comportamiento sísmico de las estructuras, minimizando el desplazamiento máximo o la aceleración máxima de éstas. Fu (2017) investiga un método de transformación de una estructura con un ACLS a una estructura con un amortiguador de masa sintonizado (AMS), para control de vibraciones en estructuras simétricas y asimétricas. Con ello logra relaciones de masa, frecuencia óptima, frecuencia natural y amortiguación de la estructura principal. El ajuste se realizó a través de simulaciones numéricas utilizando el criterio de Den Hartog para la optimización del ACLS y el análisis estructural realizado en el software SAP 2000 demuestra que el método de transformación de la estructura ACLS en el sistema de estructura AMS es razonable y factible.

Furtmüller *et al.* (2019) realizaron un estudio experimental de un ACLS, como un dispositivo de protección sísmica para el control de una estructura aislada en la base. Los resultados confirman los hallazgos teóricos recientes, de que una estrategia de control híbrido pasivo que combina un aislamiento de base y un ACLS, reduce la demanda de desplazamiento del subsistema de aislamiento de base, así como la demanda de aceleración total si ambos dispositivos están ajustados adecuadamente.

Numerosos son los estudios acerca del ACLS y otros dispositivos utilizados para el control de vibraciones de estructuras con comportamiento lineal. Sin embargo, el comportamiento real de las estructuras tiene un componente no lineal, sobre todo ante eventos sísmicos de gran intensidad. La primera investigación sobre estructuras



con comportamiento no lineal, con un amortiguador fue realizada por Esteva y Ruiz (1997), quienes estudiaron la efectividad de un AMS en una estructura inelástica. Sus resultados mostraron que la eficiencia del dispositivo, disminuye a medida que el sistema principal incursiona en el rango no lineal. Sgobba *et al.* (2010) investigan el diseño óptimo de un AMS en una estructura con comportamiento no lineal utilizando el modelo histerético de Bouc-Wen. Consideran la aplicación de la carga sísmica, como un proceso estocástico estacionario filtrado. El problema de optimización fue establecido teniendo en cuenta tres funciones objetivo: el máximo de la desviación estándar del desplazamiento estructural máximo, la energía histerética disipada promedio de un edificio protegido con referencia a uno no controlado, y un daño funcional que considera los dos índices descritos anteriormente definido como la norma entre ellos.

Lee *et al.* (2012) investigaron las características dinámicas no lineales de un ACLS que varía con la amplitud de la entrada de excitación mediante pruebas en mesas vibratorias y un modelo numérico de un ACLS. Concluyeron que tanto la frecuencia natural como la relación de masa de un ACLS son independientes de la variación de la amplitud de excitación, mientras que la relación de amortiguamiento de un ACLS aumenta con una mayor amplitud de excitación.

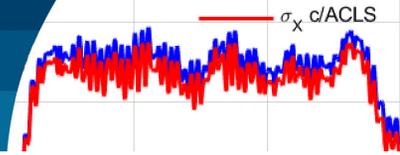
Espinoza *et al.* (2018) analizaron un ACLS en una estructura con comportamiento no lineal ante excitaciones sísmicas de alto y bajo contenido de frecuencias. Se obtuvieron los parámetros de diseño óptimos del ACLS para la minimización del desplazamiento del sistema estructural, para la reducción de la energía histerética y para un ponderado de ambos. Los resultados muestran que la razón de sintonía del ACLS es insensible a la razón de masa del ACLS y a la razón de amortiguamiento del sistema principal, y que en estructuras flexibles el coeficiente de pérdida de carga es menor y aumenta con respecto a la razón de longitud del dispositivo.

Espinoza *et al.* (2021a) estudian el comportamiento de una estructura de un grado de libertad que es solicitada por una excitación de alto contenido de frecuencias, la cual es controlada por un ACLS óptimo, al introducirse incertidumbre, de la razón de frecuencias y el coeficiente de pérdida de carga. La incertidumbre se ingresa en la razón

de masa, la razón de longitud y el coeficiente de pérdida de carga. Encuentran que la introducción de incertidumbre en el periodo de la estructura es la que produce una mayor sensibilidad en los parámetros óptimos del ACLS, en la eficiencia y en la raíz cuadrática media RMS del desplazamiento de la estructura. Afecta principalmente a estructuras rígidas y para una razón de masa pequeña. Espinoza *et al.* (2021b) analizan el comportamiento de una estructura lineal controlada por un ACLS, la que es sometida a excitaciones sísmicas estocásticas de bajo contenido de frecuencia. Se estudia el comportamiento de la razón de frecuencias y coeficiente de pérdida de carga, óptimos, cuando se ingresa incertidumbre en parámetros del sistema. Los parámetros elegidos para introducirles incertidumbre fueron la razón de masa, la razón de longitud y el coeficiente de pérdida de carga. Se analiza la reducción del desplazamiento de la estructura, y el RMS del desplazamiento de la estructura. Se encuentra que cuando se ingresa incertidumbre en la razón de masa, y en la razón de longitud del ACLS, no produce variaciones en la eficiencia ni en el RMS de desplazamiento de la estructura. Sin embargo, una incertidumbre en el valor del periodo de la estructura produce grandes variaciones en la eficiencia y el RMS del desplazamiento de la estructura.

En general, muchos de los estudios anteriores son análisis estocásticos teóricos que tienen ciertas hipótesis como asumir un proceso gaussiano de estado estacionario. Por otra parte, en el proceso estocástico, se realiza una linealización estadística equivalente, dependiendo si existe algún tipo de no linealidad, ya sea de la estructura o del dispositivo.

En este caso, la obtención teórica de parámetros de diseño óptimos, para dispositivos como el ACLS, un dispositivo con comportamiento no lineal posee un error asociado. Es por eso que el objetivo de este artículo es realizar un estudio determinístico, a través de una simulación de Montecarlo, para una comprobación en el tiempo, a partir de un modelo no lineal, en su modelación inicial. Es decir, sin considerar estado estacionario, ni linealizaciones del modelo no lineal. Para esta investigación se analizará el modelo de Espinoza *et al.* (2018), debido a que este es doblemente no lineal. Es decir, la estructura principal posee no linealidad y también el dispositivo.



## Metodología Modelo estructural

El modelo estructural está constituido por un sistema amortiguado de un grado de libertad con un comportamiento no lineal, descrito por el modelo histerético de Bouc-Wen, al cual se le ha adicionado un amortiguador de columna de líquido sintonizado (ACLS), tal como se observa en la Figura 1.

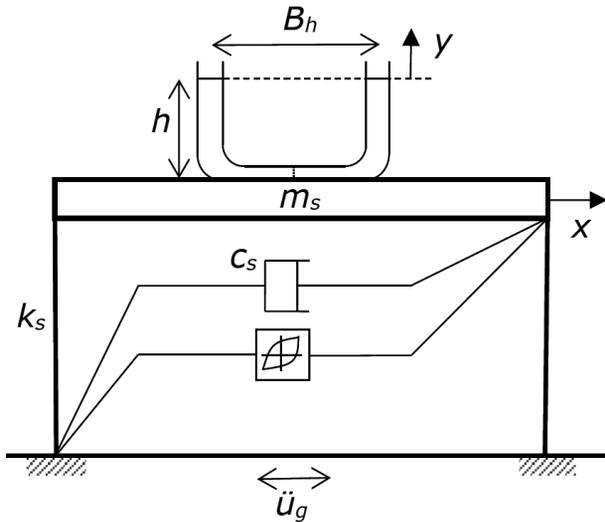


Figura 2: Modelo de estructura no lineal con ACLS

Donde  $c_s$  es el amortiguamiento del sistema principal,  $k_s$  es la rigidez del sistema principal,  $m_s$  representa la masa del sistema principal,  $B_h$  es la longitud horizontal del tubo,  $h$  corresponde a la altura de la columna de líquido,  $\ddot{u}_g$  es la aceleración del suelo;  $y$  es el desplazamiento del líquido dentro de la columna y  $x$  corresponde al desplazamiento de la estructura principal.

## Ecuaciones del movimiento del ACLS

La ecuación del movimiento de un ACLS acoplado a una estructura de un grado de libertad sometido a una aceleración basal  $\ddot{u}_g$  se expresa como (Sakai *et al.*, 1989):

$$\rho A L_e \ddot{y} + \frac{1}{2} \rho A \xi |\dot{y}| \dot{y} + 2 \rho g A y = -\rho A B_h (\ddot{x} + \ddot{u}_g) \quad (1)$$

donde  $\rho$  es la densidad de líquido,  $A$  corresponde al área de la sección transversal,  $L_e = 2h + B_h$ , es la longitud total de la columna líquida,  $g$  es la aceleración de gravedad y  $\xi$  es el coeficiente de pérdida de carga. Además,  $p = B_h/L_e$

corresponde a la razón de longitud. La frecuencia del líquido es  $\omega_l = \sqrt{2g/L_e}$ , la frecuencia del sistema es  $\omega_s = 2\pi / T_s$ , donde corresponde al período del sistema principal. A partir de estas frecuencias se obtiene  $\gamma = \omega_l/\omega_s$  que corresponde a la razón de sintonía, y es uno de los parámetros de diseño del ACLS.

## Ecuaciones del movimiento del sistema principal no lineal con ACLS

La ecuación del movimiento del sistema principal no lineal con un ACLS adicionado es:

$$(m_s + \rho A B_h + 2 \rho h A) \ddot{x} + c_s \dot{x} + \alpha_s k_s x + (1 - \alpha_s) z F_y = - (m_s + \rho A B_h + 2 \rho h A) \ddot{u}_g - \rho A B_h \ddot{y} \quad (2)$$

donde  $F_y$  es la fuerza de fluencia de la estructura,  $\alpha_s$  es la razón entre la rigidez post fluencia ( $k_p$ ) y la rigidez inicial elástica ( $k_o$ ). Por su parte,  $z$  es la variable histerética adimensional del modelo Bouc-Wen (Figura 2), que satisface la siguiente ecuación diferencial de primer orden:

$$\dot{z} = \frac{1}{\Delta Y} (\dot{x} (\lambda - |z|^\eta (\beta + \gamma \operatorname{sgn}(z) \operatorname{sgn}(\dot{x})))) \quad (3)$$

Siendo  $\gamma$  y  $\beta$  parámetros adimensionales que regulan la forma del ciclo histerético,  $\lambda$  es el factor de escala general,  $\eta$  es el parámetro que controla la suavidad de la transición entre la región lineal y no lineal, y  $\Delta Y = F_y/k_s$  es el desplazamiento producido por la fuerza de fluencia, también llamado desplazamiento de fluencia (Figura 2).

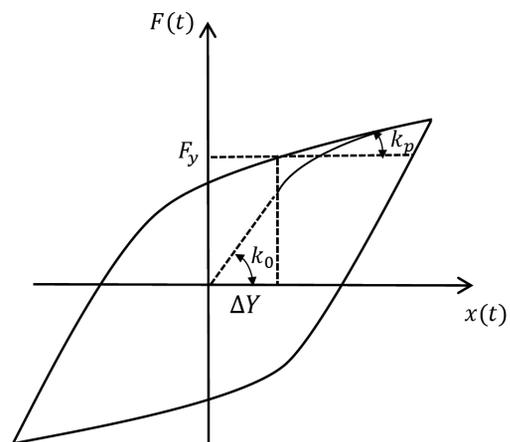
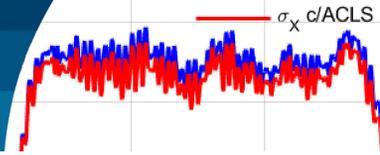


Figura 2: Modelo Bouc-Wen



El factor de reducción de resistencia por ductilidad,  $R_u$ , se define como:

$$R_u = \frac{f_{m\acute{a}x}^{el}}{F_y} \quad (4)$$

donde  $f_{m\acute{a}x}^{el}$  corresponde a la fuerza elástica máxima. Sustituyendo con  $m_l = \rho AB_h + 2\rho hA$  en la ecuación (2) y normalizando respecto a la masa, se tiene:

$$(1+\mu)\ddot{x} + 2\xi_s\omega_s\dot{x} + \alpha_s\omega_s^2x + \frac{(1+\alpha_s)}{m_s}zF_y = -(1+\mu)\ddot{u}_g - \mu p\ddot{y} \quad (5)$$

donde  $\mu = \rho AL_e/m_s$  es la razón de masa entre el amortiguador y el sistema principal y  $\xi_m$  es la razón de amortiguamiento crítico del sistema principal.

## Ecuaciones del movimiento del modelo

En resumen, las ecuaciones que gobiernan el sistema dinámico del modelo empleado, son las que se encuentran más abajo. Se observa que las ecuaciones (6) y (8) son de naturaleza no lineal, y la ecuación (7) depende de  $z$ , la variable adimensional del modelo histerético, que también es altamente no lineal. Se observa también que las ecuaciones (6) y (7) están acopladas, a través del grado de libertad  $x$  del sistema principal y el grado de libertad  $y$  y vertical del ACLS. Por otra parte, las ecuaciones (6) y (8) están acopladas a través del grado de libertad horizontal del sistema principal y de la variable histerética  $z$ .

$$\ddot{y} + \frac{1}{2l_e}\xi|\dot{y}|\dot{y} + \frac{2g}{l_e}y = -p(\ddot{x} + \ddot{u}_g) \quad (6)$$

$$(1+\mu)\ddot{x} + 2\xi_s\omega_s\dot{x} + \alpha_s\omega_s^2x + \frac{(1-\alpha_s)}{m_s}zF_y = -(1+\mu)\ddot{u}_g - \mu p\ddot{y} \quad (7)$$

$$\dot{z} = \frac{1}{\Delta y} \left( \dot{x}(\lambda - |z|^\eta(\beta + \gamma \operatorname{sgn}(z) \operatorname{sgn}(\dot{x}))) \right) \quad (8)$$

## Formulación en espacio de estado

A continuación, se muestra la formulación en espacio de estado de las ecuaciones de equilibrio dinámico del modelo, esto es, de las ecuaciones (6), (7) y (8). La ecuación (9) es la ecuación de estado de la modelación dinámica.

$$\dot{\mathbf{X}} = \mathbf{A}\mathbf{X} + \mathbf{B}_u\ddot{u}_g + \mathbf{B}_{fml1}f_{nl1} + \mathbf{B}_{fml2}f_{nl2} \quad (9)$$

Donde  $\mathbf{x}$  (ecuación (10)) es el vector de estado,  $\mathbf{A}$  (ecuación (11)) es la matriz de estado,  $\mathbf{B}_u$  (ecuación (12)) es el vector de colocación del input,  $\mathbf{B}_{fml1}$  (ecuación (13)) es el vector de colocación de la fuerza no lineal, correspondiente al sistema principal, y  $\mathbf{B}_{fml2}$  (ecuación (14)) es el vector de colocación de la fuerza no lineal, correspondiente al ACLS. Las ecuaciones antes mencionadas se presentan a continuación:

$$\mathbf{X} = \{y \quad x \quad \dot{y} \quad \dot{x} \quad z\}^T \quad (10)$$

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ \frac{-2g(1+\mu)}{l_e\mu p^2 - (1+\mu)} & \frac{-p\omega_s^2\alpha_s}{\mu p^2 - (1+\mu)} & 0 & \frac{-2p\omega_s\xi_s}{\mu p^2 - (1+\mu)} & \frac{-pF_y(\alpha-1)}{m_s\mu p^2 - (1+\mu)} \\ \frac{2g\mu p}{l_e\mu p^2 - (1+\mu)} & \frac{\alpha_s\omega_s^2}{\mu p^2 - (1+\mu)} & 0 & \frac{2\xi_s\omega_s}{\mu p^2 - (1+\mu)} & \frac{F_y(\alpha-1)}{m_s\mu p^2 - (1+\mu)} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (11)$$

$$\mathbf{B}_u = \{0 \quad 0 \quad 0 \quad -1 \quad 0\}^T \quad (12)$$

$$\mathbf{B}_{fml1} = \{0 \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad 1\}^T \quad (13)$$

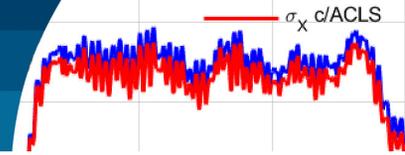
$$\mathbf{B}_{fml2} = \left\{ 0 \quad 0 \quad \frac{\xi(1+\mu)}{2l_e\mu p^2 - (1+\mu)} \quad \frac{-p\mu\xi}{2l_e\mu p^2 - (1+\mu)} \quad 0 \right\}^T \quad (14)$$

donde  $\mu$  es la razón de masa,  $\rho$  es la razón de longitud,  $L_e$  es la longitud total del tubo del ACLS,  $\xi_s$  es la razón de amortiguamiento crítico del sistema principal,  $\omega_s$  es la frecuencia del sistema principal,  $\alpha_s$  es la razón entre las rigideces  $k_p$  y  $k_0$ ,  $m_s$  es la masa del sistema principal,  $F_y$  es la fuerza de fluencia de la estructura y  $\xi$  es el coeficiente de pérdida de carga en el ACLS.

## Excitación sísmica

La excitación sísmica será de alto contenido de frecuencias. Para ello, se generarán  $n$  registros artificiales compatibles con el espectro de la normativa chilena NCh2745 (2013) para un suelo tipo B y zona sísmica 2, que corresponde a la ciudad de Santiago, Chile. La elección del tipo de suelo se debe a que es el más común en esa urbe.

Un sismo o registro artificial es aquel que al generar su espectro de diseño es compatible o asociado a uno ya definido de antemano, por ejemplo, un espectro de una norma. Se pueden generar, en teoría, infinitos sismos compatibles con un mismo espectro de diseño y así todos tendrán las mismas características, principalmente, el



contenido de frecuencias (Figura 3). En donde el espectro objetivo es el de la NCh2745 (2013), y el espectro calculado es el obtenido del sismo artificial compatible.

Estos registros artificiales generados del espectro de la norma chilena tienen la característica de ser de alto contenido de frecuencias, debido a que los sismos chilenos, por su naturaleza subductiva, son de ancho de banda amplio.

En esta investigación los parámetros de generación de los sismos artificiales son:

- Duración del registro: 60 s
- Paso de tiempo ( $dt$ ): 0.02 s
- Tiempo inicial del movimiento fuerte:  $t_1 = 4$  s
- Tiempo final del movimiento fuerte:  $t_2 = 53$  s
- Parámetros de curvatura para llegar al movimiento fuerte desde el reposo y bajar del movimiento fuerte hasta el reposo:  $c = 0.3$

En la Figura 3 se muestra un ejemplo de un sismo artificial generado, compatible con la norma NCh2745 (2013), con los parámetros indicados anteriormente.

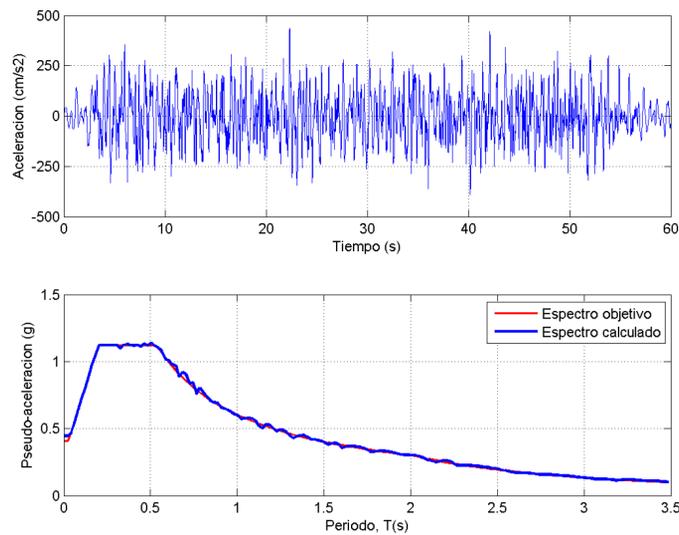


Figura 3: Sismo artificial compatible con el espectro de la norma NCh2745 (2013)

## Energía histerética

El comportamiento dinámico de una estructura, cuando posee no linealidad, se debe analizar a través del cálculo

de la energía histerética y del desplazamiento alcanzado por el sistema principal. Esto es debido a que, cuando una estructura supera el nivel de fluencia, es decir, entra al rango no lineal, se produce un daño estructural provocado por una degradación de rigidez. Por ello, las investigaciones sobre la eficiencia de dispositivos utilizados en el control de estructuras no lineales (como Sgobba *et al.*, 2010), deben obtener las reducciones alcanzadas por las estructuras, tanto desde el punto de vista de los desplazamientos como de la energía histerética.

La ecuación de balance de energía, obtenida a partir de la ecuación de movimiento, de un modelo estructural no lineal sometido a un movimiento sísmico  $\ddot{u}_g$  es:

$$e_h(t) = e_i(t) - e_a(t) - e_e(t) - e_{inp}(t) - e_{nl\_ACLS}(t) \quad (15)$$

Sabiendo que:

$$e_i(t) = \int_0^t (1 + \mu) \dot{x} \dot{x} dt \quad (16)$$

$$e_a(t) = \int_0^t 2 \xi_s \omega_s \dot{x}^2 dt \quad (17)$$

$$e_e(t) = \int_0^t \alpha_s \omega_s^2 x \dot{x} dt \quad (18)$$

$$e_{inp}(t) = \int_0^t (1 + \mu) \ddot{u}_g \dot{x} dt \quad (19)$$

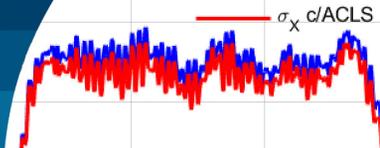
$$e_{nl\_ACLS}(t) = \int_0^t \mu p \dot{y} \dot{x} dt \quad (20)$$

donde  $e_i(t)$  representa la energía cinética en el tiempo,  $e_a(t)$  la energía disipada por amortiguamiento en el tiempo,  $e_h(t)$  es la energía histerética disipada en el tiempo,  $e_e(t)$  corresponde a la energía elástica en el tiempo,  $e_{inp}(t)$  es la energía del input sísmico en el tiempo y  $e_{nl\_ACLS}(t)$  es la energía no lineal del ACLS. En particular, el término de energía histerética disipada puede ser calculada como:

$$e_h(t) = \int_0^t \frac{(1 - \alpha_s)}{m_s} z F_y \dot{x} dt \quad (21)$$

## Procedimiento de cálculo

La simulación de Montecarlo que se realizó en este estudio, corresponde al cálculo en cada instante de tiempo,



de la desviación estándar de simulaciones (Figura 4). Cada simulación corresponde a la respuesta del modelo, representado en la Figura 1, con un ACLS óptimo, solicitado por un sismo artificial compatible con un espectro con características de un ancho de banda determinado. Las propiedades de la estructura y del dispositivo son las mismas, cambiando sólo el input.

Las desviaciones estándar de la respuesta del proceso realizado, representa a las desviaciones estándar de los desplazamientos de la estructura con/sin el ACLS o energía histerética, del estado permanente. Es importante hacer notar que la energía histerética es instantánea, para cada tiempo. No es la evolución en el tiempo.

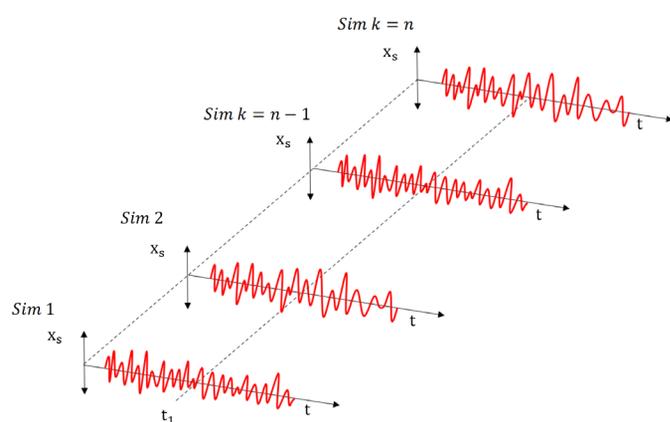


Figura 4: Representación gráfica de la Simulación de Montecarlo

Se realizó una cantidad suficiente de simulaciones, con el fin de obtener dos resultados de importancia en cada uno de los procesos. Éstos son: las reducciones de las desviaciones estándar de desplazamiento de la estructura y la reducción de energía histerética de la estructura, caso para el cual la estructura se consideró como no lineal.

El número total de simulaciones realizadas es 5200, de las cuales la mitad se realizaron para la simulación de sismos de alto contenido de frecuencia con un periodo natural de la estructura  $T_s = 2$  s, y la mitad para sismos de alto contenido de frecuencia con un periodo natural de la estructura  $T_s = 2.5$  s.

Los parámetros óptimos utilizados fueron obtenidos de Espinoza *et al.* (2018). Este estudio considera un modelo que consiste en una estructura principal no lineal, caracterizada a través del modelo histerético de Bouc Wen,

más un ACLS adicionado. Los parámetros óptimos de este artículo fueron obtenidos a través de un análisis estocástico estacionario, para lo cual se realizó una linealización estadística equivalente, de la estructura principal y del ACLS.

El estudio de Espinoza *et al.* (2018) considera tres funcionales de optimización para encontrar los parámetros óptimos del ACLS. El primero consiste en la minimización de la desviación estándar de desplazamiento del sistema estructural, el segundo funcional consiste en la minimización de la energía histerética y el tercero correspondiente a la minimización de un ponderado entre un medio del cociente entre la desviación estándar de desplazamientos con y sin ACLS más el cociente entre la energía histerética con y sin ACLS.

## Procedimiento de optimización de Espinoza *et al.* (2018)

En dicha investigación se propusieron tres problemas de optimización a resolver, que corresponden a problemas de MIN-MAX. Se requiere determinar la razón de sintonía óptima ( $\gamma_{opt}$ ), definida como la razón entre la frecuencia óptima del ACLS, con respecto a la frecuencia del sistema principal, y el coeficiente de pérdida de carga óptimo ( $\xi_{opt}$ ) del sistema con ACLS, asumiendo valores conocidos para los demás parámetros. La función objetivo indica el funcional propuesto en esta investigación para hallar los parámetros óptimos del ACLS.

### Criterio 1. Reducción de desplazamiento

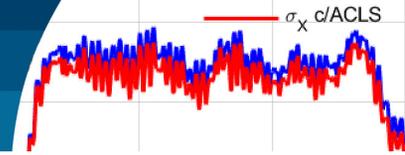
La primera función objetivo establecida corresponde a la reducción del desplazamiento del sistema principal, la forma tradicional de evaluar la efectividad del ACLS. Se calcula como:

$$\text{Minimizar: } J(\gamma, \xi) = \text{Min}(\sigma_x) \quad (22)$$

### Criterio 2. Reducción de Energía Histerética

La segunda función objetivo corresponde a la reducción de la energía disipada por el sistema a través del daño interno que sufre éste. Puede ser representada como:

$$\text{Minimizar: } J(\gamma, \xi) = \text{Min}(e_h) \quad (23)$$



**Criterio 3.** Reducción de un Ponderado

La tercera función objetivo corresponde a un ponderado entre la primera y segunda función. Para ello se procede a normalizar el desplazamiento y la energía histerética por el valor de estas para la condición inicial,  $\sigma_x^*$  y  $e_h^*$ , respectivamente.

$$\text{Minimizar: } J(\gamma, \xi) = \text{Min} \left( \frac{1}{2} \left( \frac{\sigma_x}{\sigma_x^*} + \frac{e_h}{e_h^*} \right) \right) \quad (24)$$

Las tres funciones objetivo presentadas están sujetas a la restricción que tiene el desplazamiento máximo del líquido dentro del recipiente. Ésta puede ser expresada como:

$$h - c\sigma_y \geq 0 \quad (25)$$

**Procedimiento de comprobación de los parámetros óptimos**

En esta investigación se realizó una comprobación de la respuesta en el tiempo, a través de la generación de sismos artificiales, con características de alto contenido de frecuencia. Para ello se utilizaron los parámetros óptimos, de razón de sintonía y coeficiente de pérdida de carga, para los tres criterios de optimización ya mencionados. Para cada uno de estos criterios, Espinoza *et al.* (2018) obtuvieron las reducciones de desplazamiento y energía histerética utilizando teoría de vibraciones aleatorias, con linealización estadística equivalente, para la no linealidad de la estructura y del dispositivo.

Para realizar la comprobación se realizó una simulación de Montecarlo (SMC) para 2600 simulaciones, tanto para la estructura con ACLS, como sin ACLS. Con estas se obtuvo, la reducción de desplazamiento y energía histerética de la estructura. Las expresiones utilizadas para el cálculo de reducciones son

$$R_d = \left( 1 - \frac{\sigma_x}{\sigma_x^*} \right) \cdot 100 \quad (26)$$

$$R_e = \left( 1 - \frac{e_h}{e_h^*} \right) \cdot 100 \quad (27)$$

Estas reducciones son de tipo porcentuales, es decir, a medida que aumenta el valor, la reducción es mayor y por tanto el ACLS es más eficiente. Para cada uno de los

casos mencionados anteriormente, se analizaron seis casos distintos, una SMC de 200, 450, 800, 1250, 1850 y 2600 simulaciones para cada funcional. Cada uno de estos casos, se analizó una estructura con un periodo desacoplado  $T_s = 2.0$  s y  $T_s = 2.5$  s, representando una estructura más rígida y una más flexible, respectivamente.

**Resultados**

En las Figuras 5 a 8 se muestran los resultados para un periodo de la estructura principal  $T_s = 2$  s en función del tiempo. Como se mencionó anteriormente, la excitación sísmica tuvo una duración de 60 s. La línea azul corresponde a la desviación estándar de desplazamiento de la estructura sin ACLS, y la línea roja, la estructura controlada por un ACLS óptimo, cuyos parámetros de diseño, fueron obtenidos del trabajo de Espinoza *et al.* (2008).

Las Figuras 5 y 6 muestran las SMC de desplazamiento (Criterio 1) para 200 y 2600 simulaciones, con el objetivo de observar de la convergencia en los resultados, que se produce al aumentar el número de simulaciones. En ambas, la línea roja está por debajo de la línea azul, lo que significa que existe una reducción de desplazamiento del sistema principal, aunque a mayor cantidad de simulaciones se observa una mayor convergencia. Al ser una mayor cantidad de simulaciones, los resultados son más confiables. En las dos figuras se muestran las reducciones tanto del trabajo de Espinoza *et al.* (2018), mencionado como estocástico, y el obtenido de la SMC, llamado como simulación. Ambas

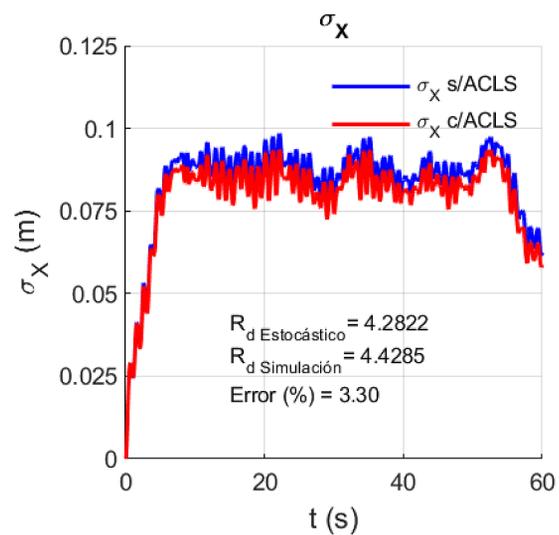


Figura 5: Desviación estándar del desplazamiento de la estructura, obtenida con el Criterio 1,  $\min(\sigma_x)$  y  $n = 200$

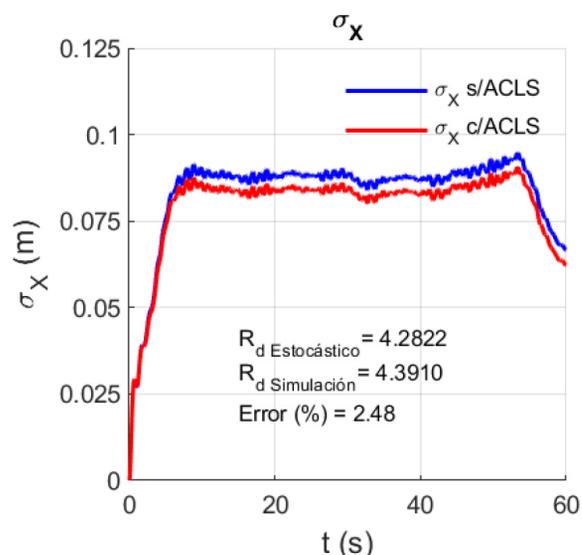
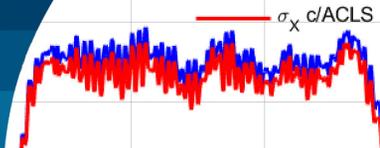


Figura 6: Desviación estándar del desplazamiento de la estructura, obtenida con el Criterio 1,  $\min(\sigma_x)$  y  $n = 2600$

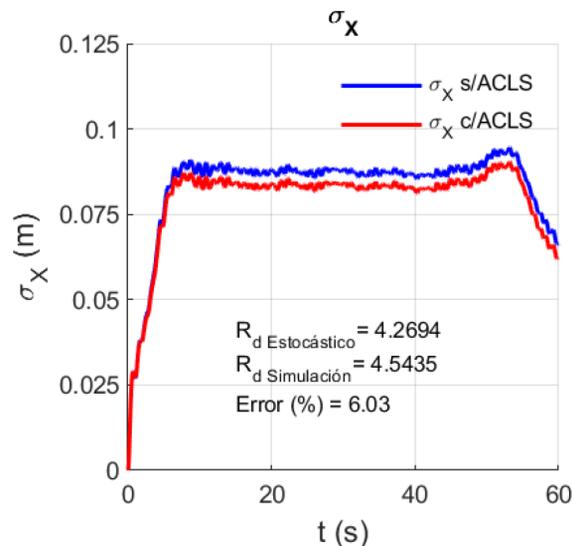


Figura 8: Desviación estándar del desplazamiento de la estructura, obtenida con el Criterio 3,  $\min(\text{Ponderado})$  y  $n = 2600$

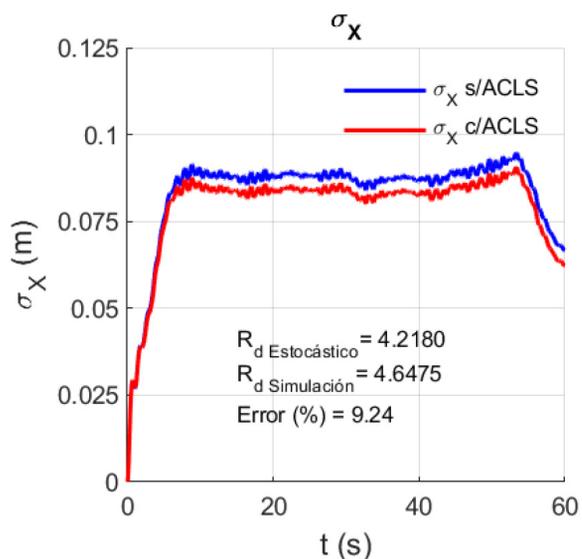


Figura 7: Desviación estándar del desplazamiento de la estructura, obtenida con el Criterio 2,  $(e_h)$  y  $n = 2600$

reducciones fueron calculadas en el rango estacionario, o meseta, que va entre 5 a 50 s, aproximadamente. Debajo de las reducciones se muestra el error porcentual, entre los dos valores. Se observa un menor error porcentual en la estimación de reducción de desplazamiento con mayor cantidad de simulaciones.

Las Figuras 7 y 8 corresponden a los resultados para 2600 simulaciones, para el Criterio 2 y Criterio 3, respectivamente. Se observa un menor error porcentual en la estimación de reducción de desplazamiento, que de energía histerética. Es importante considerar que en

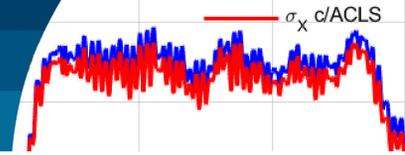
el estudio estocástico se asume un estado estacionario en todo el rango de tiempo. Por otra parte, se realiza una linealización estadística equivalente, tanto para la no linealidad de la estructura principal, y la no linealidad de ACLS. En cambio, la SMC considera las no linealidades del modelo directamente, integrando las ecuaciones no lineales directamente.

La Tabla 1 entrega los parámetros de diseño del ACLS,  $\gamma_{opt}$  y  $\xi_{opt}$ , razón de sintonía y coeficiente de pérdida de carga, para cada uno de los criterios de optimización de la investigación de Espinoza *et al.* (2018).

Tabla 1: Parámetros óptimos de diseño del ACLS para cada funcional

$T_s, s$	P. óptimos	Min( $\sigma_x$ ) Criterio 1	Min( $e_h$ ) Criterio 2	Min(ponderado) Criterio 3
2.0	$\gamma_{opt}$	0.8509	0.8809	0.8640
	$\xi_{opt}$	6.9180	7.7378	7.2858
2.5	$\gamma_{opt}$	0.9181	0.9472	0.9276
	$\xi_{opt}$	4.5008	4.9474	4.6285

En la Tabla 2 se encuentran los resultados de la SMC, para el Criterio 1,  $\text{Min}(\sigma_x)$ , para un periodo de 2.0 s. En la primera columna se encuentran la cantidad de simulaciones, las que van creciendo hasta alcanzar las 2600 simulaciones. La segunda y quinta columna, muestran la reducción teórica de desviación estándar de desplazamientos y energía histerética, respectivamente, entregadas por la investigación de Espinoza *et al.* (2018).



**Tabla 2: Resultados obtenidos de la reducción de  $\sigma_x$  y  $e_h$  con error asociado para el caso  $\min(\sigma_x)$  y  $T_s = 2.0$  s**

Nº de simulaciones	Reducción $\sigma_x$ teórica	Reducción $\sigma_x$ calculada	Error, %	Reducción $e_h$ teórica	Reducción $e_h$ calculada	Error, %
200	4.2822	4.4285	3.30	3.9418	3.9405	- 0.03
450		4.4136	2.98		3.9001	- 1.07
800		4.3708	2.03		3.8537	- 2.29
1250		4.3919	2.50		3.8735	- 1.76
1850		4.3810	2.26		3.8593	- 2.14
2600		4.3910	2.48		3.8667	- 1.94

La tercera y sexta columna, entregan las reducciones calculadas por SMC, considerando los parámetros óptimos teóricos para el ACLS entregados en la investigación de Espinoza *et al.* (2018). Por último, la cuarta y séptima columna, contienen el error porcentual entre el valor teórico y de SMC, para las reducciones con respecto al desplazamiento y energía histerética, respectivamente.

Se observa que los errores entregados para ambos métodos, no superan el 3.3% en magnitud, lo que se considera un buen resultado. Por otra parte, los errores asociados a la desviación estándar de desplazamiento en general son mayores a los errores correspondientes a la energía histerética. No existe una tendencia clara hacia un valor de convergencia a medida que aumenta el número de iteraciones, pero también se debe considerar, que la SMC considera las no linealidades en forma directa, lo que lleva asociado una pequeña imprecisión numérica. Esto se debe a que el ajuste de un integrador numérico ideal, totalmente preciso para el cálculo de la respuesta de sistemas con comportamiento no lineal, para las  $n$  simulaciones de la SMC, es muy difícil de lograr, lo que lleva a una pérdida en la precisión, estabilidad, convergencia, desviación en periodo del método numérico y amortiguamiento algorítmico. El tema de precisión de métodos numéricos para la integración de ecuaciones diferenciales no lineales constituye todo un campo de investigación, el cual no es motivo de investigación, en este estudio.

En la Tabla 3 se muestra los mismos resultados de la Tabla 2, pero considerando un periodo de 2.5 s. Se observa que existe una mayor diferencia entre el valor teórico y la SMC, para el caso de los desplazamientos, por sobre el error que muestra para la energía histerética, al igual

que lo mostrado para un periodo de 2 s. Por otra parte, se observa una mayor convergencia hacia un valor con respecto a la Tabla 2 ( $T_s = 2.5$  s). Es importante notar que los errores mantienen una magnitud bastante uniforme, lo que muestra claramente la precisión en los resultados teóricos, con respecto a los reales.

**Tabla 3: Resultados obtenidos de la reducción de  $\sigma_x$  y  $e_h$  con error asociado para el caso  $\min(\sigma_x)$  y  $T_s = 2.5$  s**

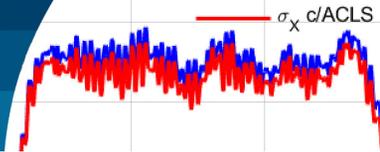
Nº de simulaciones	Reducción $\sigma_x$ teórica	Reducción $\sigma_x$ calculada	Error, %	Reducción $e_h$ teórica	Reducción $e_h$ calculada	Error, %
200	5.4913	5.2818	- 3.97	4.3878	3.8673	-13.46
450		5.4860	- 0.10		4.0074	- 9.49
800		5.4579	- 0.61		4.0026	- 9.62
1250		5.4837	- 0.14		4.0175	- 9.22
1850		5.5360	0.81		4.0565	- 8.17
2600		5.5289	0.68		4.0494	- 8.36

La Tabla 4 entrega la misma información que la Tabla 2, pero considerando el criterio 2, es decir, de la minimización de la energía histerética  $\text{Min}(e_h)$ , para un periodo de 2 s ( $T_s = 2.0$  s). Al contrastar ambos criterios se observa que los errores porcentuales entre las reducciones teóricas y con SMC son mayores, tanto para la desviación estándar de desplazamiento, como para la energía histerética. En este caso, sí se observa una convergencia a un valor, a diferencia del criterio 1.

**Tabla 4: Resultados obtenidos de la reducción de  $\sigma_x$  y  $e_h$  con error asociado para el caso  $\min(e_h)$  y  $T_s = 2.0$  s**

Nº de simulaciones	Reducción $\sigma_x$ teórica	Reducción $\sigma_x$ calculada	Error, %	Reducción $e_h$ teórica	Reducción $e_h$ calculada	Error, %
200	4.2180	4.6491	9.27	3.9941	4.2913	6.92
450		4.6872	10.01		4.2893	6.88
800		4.6355	9.01		4.2477	5.97
1250		4.6453	9.20		4.2594	6.23
1850		4.6445	9.18		4.2663	6.38
2600		4.6475	9.24		4.2690	6.44

La Tabla 5 muestra los mismos resultados que la Tabla 4, considerando el criterio 2, pero considerando un periodo de 2.5 s para la estructura principal. Se observa que los resultados entregados muestran un aumento del error de las reducciones teórica y por SMC, para la desviación estándar de los desplazamientos de la estructura principal. Existe también una tendencia hacia la convergencia, tanto para los desplazamientos, como para la energía histerética. Además, se observa que, a medida que aumenta el número de simulaciones, el error asociado a cada una de las



reducciones tiende a ser menor.

En la Tabla 6 el criterio utilizado en la obtención de los parámetros óptimos es el criterio 3, es decir, la minimización de un ponderado entre la reducción de desplazamiento y la reducción de energía histerética, con un periodo de 2.0 s. El periodo considerado para la estructura es 2.0 s, igual que en el caso anterior, con el objetivo de hacer una comparación de estructuras de igual flexibilidad, mismo modelo estructural. Se observa que existe claramente una convergencia hacia un valor, tanto para los desplazamientos, como para la energía histerética. Con respecto al criterio 2, para un mismo periodo (Tabla 4) se observa un mayor error, tanto para los desplazamientos, como para la energía histerética. Pero para esta última, los errores son muy inferiores. Con respecto al criterio 1, para un periodo de 2 s (Tabla 2) los valores obtenidos con el criterio 3 son levemente mayores.

Tabla 5: Resultados obtenidos de la reducción de  $\sigma_x$  y  $e_h$  con error asociado para el caso  $\min(e_h)$  y  $T_s = 2.5$  s

Nº de simulaciones	Reducción $\sigma_x$ teórica	Reducción $\sigma_x$ calculada	Error, %	Reducción $e_h$ teórica	Reducción $e_h$ calculada	Error, %
200	5.3951	5.6439	4.41	4.4431	4.3251	- 2.73
450		5.6372	4.30		4.2735	- 3.97
800		5.5832	3.37		4.2542	- 4.44
1250		5.5772	3.27		4.2536	- 4.45
1850		5.5954	3.58		4.2668	- 4.13
2600		5.5992	3.65		4.2655	- 4.16

Tabla 6: Resultados obtenidos de la reducción de  $\sigma_x$  y  $e_h$  con error asociado para el caso  $\min(\text{Ponderado})$  y  $T_s = 2.0$  s

Nº de simulaciones	Reducción $\sigma_x$ teórica	Reducción $\sigma_x$ calculada	Error, %	Reducción $e_h$ teórica	Reducción $e_h$ calculada	Error, %
200	4.2694	4.4536	4.14	3.9785	3.9698	- 0.22
450		4.4957	5.03		4.0110	0.81
800		4.5013	5.15		4.0255	1.17
1250		4.5134	5.41		4.0430	1.60
1850		4.5317	5.79		4.0638	2.10
2600		4.5435	6.03		4.0837	2.58

En la Tabla 7 se muestran los resultados para el criterio 3, para un periodo de 2.5 s. Se observa que los errores, para desplazamiento, son levemente menores que los del criterio 2, pero mayores que el criterio 1. Los errores entre las reducciones de energía histerética, son menores que las del criterio 1, pero mayores a los del criterio 2. Con respecto al mismo criterio, pero con un periodo de

la estructura principal de 2 s, se observa un menor error, para la reducción de desplazamiento. Sin embargo, el error asociado a las reducciones de energía histerética, es mayor.

Tabla 7: Resultados obtenidos de la reducción de  $\sigma_x$  y  $e_h$  con error asociado para el caso  $\min(\text{Ponderado})$  y  $T_s = 2.5$  s

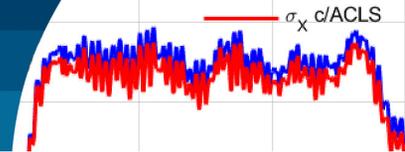
Nº de simulaciones	Reducción $\sigma_x$ teórica	Reducción $\sigma_x$ calculada	Error, %	Reducción $e_h$ teórica	Reducción $e_h$ calculada	Error, %
200	5.4854	5.3675	- 2.20	4.4251	3.9264	- 12.70
450		5.6039	2.11		4.1956	- 5.47
800		5.6730	3.31		4.2291	- 4.63
1250		5.7055	3.86		4.2490	- 4.14
1850		5.6727	3.30		4.2357	- 4.47
2600		5.6542	2.98		4.2161	- 4.96

La Figura 9 muestra los errores porcentuales de reducción de desviación estándar de desplazamiento, con respecto al número de simulaciones. La línea azul corresponde al criterio 1, de minimización de la desviación estándar, la línea roja corresponde al criterio 2, de minimización de la energía histerética, y la línea verde corresponde al criterio 3, de minimización de un ponderado entre la reducción de desplazamiento y de energía histerética. Se observa que los errores correspondientes a una estructura más rígida ( $T_s = 2.0$  s), son mayores a los de una más flexible ( $T_s = 2.5$  s). Los mayores errores se producen para el criterio 2 y los menores para el criterio 1, independiente del periodo de la estructura. Es importante notar que el criterio 1, corresponde a la minimización de la desviación estándar de desplazamiento.

Por otra parte, el criterio 3 no converge a un valor, independiente del periodo de la estructura principal. Sin embargo, para  $T_s = 2.0$  s, los criterios 1 y 2 convergen a un valor para un número menor de simulaciones (1400), mientras que para  $T_s = 2.5$  s, convergen para un número mayor de simulaciones (1800).

Además, para un número menor de simulaciones, inferior a 400 simulaciones, los errores del criterio 1, para  $T_s = 2.5$  s, resultan negativos. Esto significa que el valor obtenido, a través de la SMC, es menor al teórico.

Finalmente, se observa que los valores de los errores a los que convergen, se pueden considerar como el grado de imprecisión del valor teórico, debido a sus hipótesis de base en su cálculo, por ejemplo, considerar un estado estacionario, y una linealización estadística equivalente,



para la no linealidad de la estructura principal y la no linealidad del ACLS.

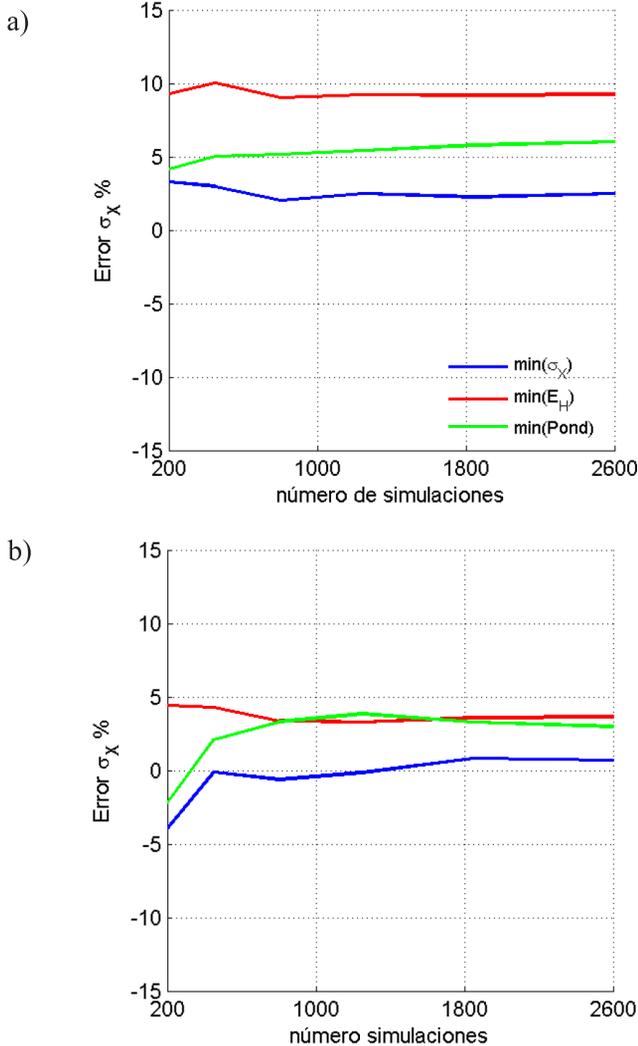


Figura 9: Errores asociados los valores de la SMC para el caso de la reducción de  $(\sigma_x)$ , a)  $T_s = 2.0$  s y b)  $T_s = 2.5$  s

La Figura 10 muestra los errores porcentuales de reducción de energía histerética en función del número de simulaciones. Las líneas azul, roja y verde corresponden a los criterios 1, 2 y 3, respectivamente. Se observa que el error de energía histerética, para  $T_s = 2$  s, es mayor al caso de reducción de desplazamiento, para el mismo periodo y para todos los criterios. Se observa también que en el caso del criterio 1, los errores porcentuales de reducción de energía histerética resultan negativos, es decir, los valores obtenidos por la SMC son menores a los teóricos.

Esto significa que la eficiencia del ACLS, en el control de

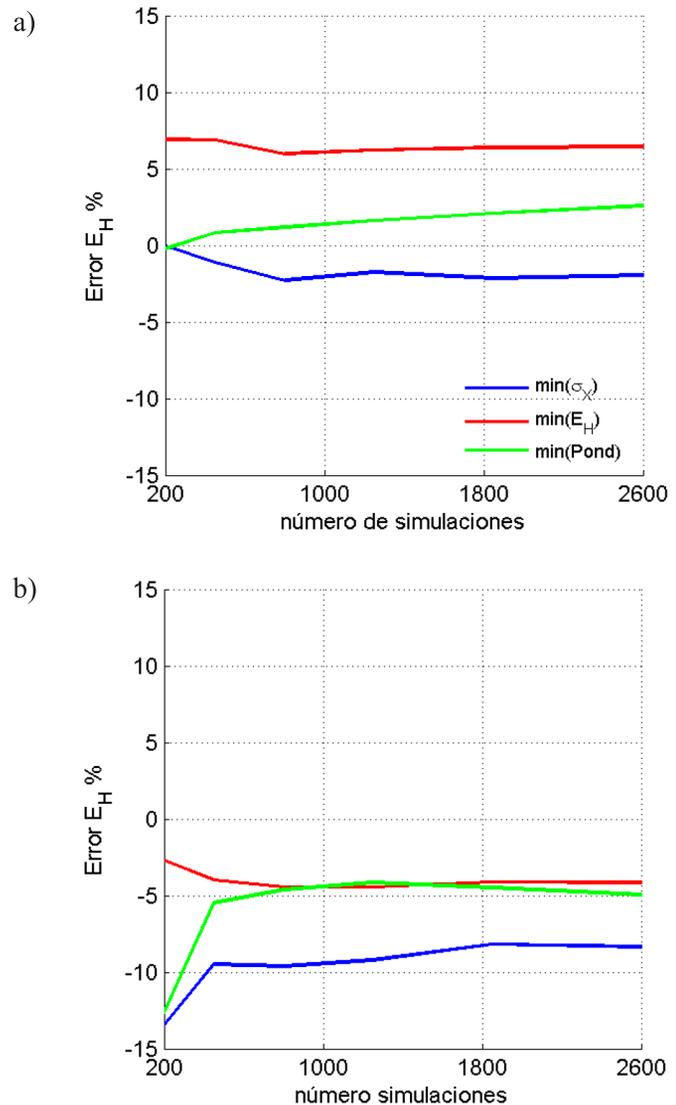
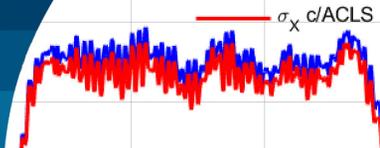


Figura 10: Errores asociados a los valores de la SMC para el caso de la reducción de  $e_h$ , a)  $T_s = 2.0$  s y b)  $T_s = 2.5$  s

energía histerética, es sobrevalorada si se asume el valor teórico de la reducción.

En el caso de una estructura de 2.5 s se produce un cambio en el comportamiento del error porcentual de la  $e_h$ , intercambiándose el comportamiento entre el criterio 1 y 2. Se observa que en caso del criterio 3, no converge a un valor. En cambio, los criterios 1 y 2, convergen a las 1800 simulaciones. Se observa que los errores mayores, se producen para el criterio 1, y los menores errores corresponden al criterio 2 y 3. Por otra parte, se observa que para un periodo de 2.5 s, todos los errores porcentuales son negativos, lo que significa que para este periodo la



reducción de  $e_h$ , obtenida a través de un análisis teórico, es mayor al real. Esto implica que, si solo se considera el valor teórico, se sobreestima la eficiencia de reducción de  $e_h$  del ACLS.

## Conclusiones

Los resultados obtenidos a través de la simulación de Montecarlo son sensibles al número de simulaciones consideradas. Los errores convergen al alcanzar 1400 simulaciones, para un periodo de 2.0 s, y a las 1800 simulaciones, para un periodo de 2.5 s. Existe una correspondencia entre el funcional 1 de  $[\min(\sigma_x)]$ , y el menor error porcentual de desplazamiento, independiente del periodo considerado. El mayor error porcentual de la reducción de desplazamiento se produce para el criterio 2, relacionado con el control de la energía histerética, independiente del periodo de la estructura. El criterio 3, que combina los otros dos criterios, no converge a un error para ningún criterio, ni para ningún periodo. Los errores porcentuales de reducción de energía histerética, son menores que los de desplazamiento, para un periodo de 2 s.

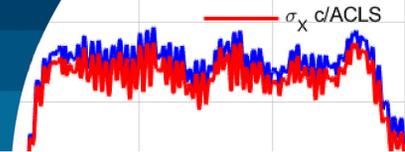
Las reducciones obtenidas para la energía histerética de un análisis teórico, sobrestiman la eficiencia del ACLS, para el criterio 1 con un periodo de la estructura principal y para todos los criterios, para un periodo de 2.5 s. Los errores se consideran aceptables, menores al 10%, ya que en la teoría de vibraciones estocásticas se emplea un proceso estacionario y una linealización estadística equivalente de la no linealidad de la estructura y del dispositivo. Para los dos periodos estudiados, la mayor diferencia entre la estimación teórica y de simulación de Montecarlo de desplazamientos máximos, se produce para el criterio 2 y la menor para el criterio 1. En cuanto a la reducción de energía histerética, se repite ese comportamiento para un periodo de 2.0 s, pero se observa lo inverso para el periodo de 2.5 s.

## Agradecimientos

Los autores agradecen el apoyo de la Universidad del Bío-Bío, a través del Proyecto Regular de Investigación DIUBB 2260531 IF/R.

## Referencias

- Di Matteo, A., Lo Iacono, F., Navarra, G. and Pirrotta, A. (2015). Innovative modeling of Tuned Liquid Column Damper motion. *Communications in Nonlinear Science and Numerical Simulation* **23**(1–3), 229–244
- Di Matteo, A., Lo Iacono, F., Navarra, G. and Pirrotta, A. (2014). Experimental validation of a direct pre-design formula for TLCD. *Engineering Structures* **75**, 528–538
- Esteve, L. and Ruiz, S.E. (1997). Discussion on Stochastic seismic performance evaluation of tuned liquid column dampers. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **26**(8), 875–876
- Espinoza, G., Carrillo, C. and Suazo, A. (2018). Analysis of a tuned liquid column damper in non-linear structures subjected to seismic excitations. *Latin American Journal of Solids and Structures* **15**(7), e91
- Espinoza, G., Quinteros, C. Gajardo, K. Suazo y A. Quijada, S. (2021a). Eficiencia de un amortiguador de columna de líquido sintonizado considerando una excitación sísmica de bajo contenido de frecuencias e incertidumbre. *Obras y Proyectos* **29**, 54–66
- Espinoza, G., Saavedra J., Gajardo, K., Suazo, A. y Cifuentes, C. (2021b). Eficiencia de un amortiguador de columna de líquido considerando una excitación sísmica de alto contenido de frecuencias e incertidumbre. *Obras y Proyectos* **29**, 67–79
- Fu, C. (2017). Transforming Method of TLCD-structure to TMD-structure for Vibration Control. *KSCE Journal of Civil Engineering* **22**(4), 1384–1393
- Furtmüller, T., Di Matteo, A., Adam, C. and Pirrotta, A. (2019). Base-isolated structure equipped with tuned liquid column damper: An experimental study. *Mechanical Systems and Signal Processing* **116**, 816–831
- Ghosh, A. and Basu, B. (2007). Alternative approach to optimal tuning parameter of liquid damper for seismic applications. *Journal of Structural Engineering* **133**(12), 1848–1852
- Lee, S.K., Lee, H.R. and Min, K.W. (2012). Experimental verification on nonlinear dynamic characteristic of a tuned liquid column damper subjected to various excitation amplitudes. *The Structural Design of Tall and Special Buildings* **21**, 374–388



Mohebhi, M., Dabbagh, H.R. and Shakeri, K. (2015). Optimal design of multiple tuned liquid column dampers for seismic vibration control of MDOF structures. *Periodica Polytechnica Civil Engineering* 59(4), 543-558

NCh2745 (2013). Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile

Sakai, F., Takaeda, S. and Tamaki, T. (1989). Tuned liquid column damper-new type device for suppression of building vibration. *International Conference on High-Rise Buildings*, Nanjing, China, 926–931

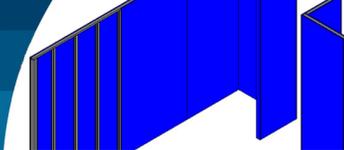
Sgobba, M. and Marano, G.C. (2010). Optimum design of linear tuned mass dampers for structures with nonlinear behavior. *Mechanical Systems and Signal Processing* 24(6), 1739-175

Won, A.Y.J., Pires, J.A. and Haroun, M.A. (1996). Stochastic seismic performance evaluation of tuned liquid column dampers. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 25(11), 1259-1274

Wu, J.C., Cheng, H.C. and Lin Y.Y. (2009). Optimal designs for non-uniform tuned liquid column dampers in horizontal motion. *Journal of Sound and Vibration* 326(1-2), 104-122

Xu, Y.L., Kwok, K.C.S. and Samali, B. (1992). The effect of tuned mass dampers and liquid dampers on cross-wind response of tall/slender structures. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 40(1), 33–54

Yalla, S.K. and Kareem, A. (2000). Optimum absorber parameters for tuned liquid column dampers. *Journal of Structural Engineering* 126(8), 906–915



# Proyecto de optimización de planchas yeso cartón y perfiles metalcon para un edificio en Concepción

Optimization project of plasterboard and metalcon profiles for a building in Concepción

Fecha de entrega: 27 de febrero 2023

Fecha de aceptación: 9 de agosto 2023

**Guillermo Bustamante, Ramón Olate y Christian Molina**

Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, Alonso de Ribera 2850, Casilla 297, Concepción, Chile, [gbustamante@ucsc.cl](mailto:gbustamante@ucsc.cl), [rolate@ing.ucsc.cl](mailto:rolate@ing.ucsc.cl), [christian.molina@ucsc.cl](mailto:christian.molina@ucsc.cl)

*Se elaboró un estudio que consiste en la evaluación económica de dos materiales importantes en la construcción de la tabiquería interior del 3° piso en un edificio de 21 pisos ubicado en la ciudad de Concepción. Dichos materiales son las planchas de yeso cartón y los perfiles metalcon. Cabe señalar, que dentro de este estudio se evaluó el costo de adquisición de estos dos materiales, como también el costo asociado a mano de obra y maquinarias que intervienen dentro del proceso de transporte en la obra. Además, se contabilizaron los residuos generados por ambos materiales, con la finalidad de cuantificar los costos relacionados a la gestión de los residuos. Finalmente, se presenta una propuesta para lograr la optimización de estos materiales dentro de la obra, con el objetivo de conseguir un mayor aprovechamiento de ambos. Esto conlleva grandes beneficios para la empresa, puesto que se logra disminuir la cantidad de materiales que se utilizan actualmente y la de residuos generados dentro de la obra.*

*Palabras clave: modelación, residuos, construcción, materiales*

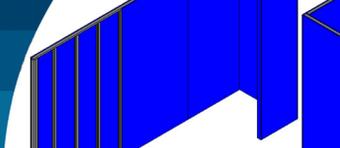
*A study was prepared, which consists of the economic evaluation of two important materials in the construction of the interior partitions of the 3rd floor in a 21-floor building located in the city of Concepción. These materials are plasterboard and metalcon profiles. Within this study, the acquisition cost of these two materials was evaluated, as well as the cost associated with labor and machinery involved in the transportation process on site. In addition, the waste generated by both materials was accounted for, to quantify the costs related to waste management. Finally, a proposal is presented to achieve the optimization of these materials within the work, with the aim of achieving a better use of both. This entails great benefits for the company, since it is possible to reduce the number of materials that are currently used, and the amount of waste generated within the work.*

*Keywords: modelling, waste, construction, materials*

## Introducción

La construcción en nuestro país es uno de los sectores con mayor importancia dentro de la economía ([infraestructurapublica.cl](http://infraestructurapublica.cl)), es por esto, que se hace necesario innovar en nuevos procesos de trabajo para lograr optimizar los recursos que se ven involucrados dentro de este rubro (Pape y Nazer, 2021). A través de los materiales se ven involucrados una gran cantidad de costos para las constructoras, ya sea en la adquisición, como también transporte, mano de obra, maquinarias

y depósito de desechos. La generación de residuos de la construcción es una de las problemáticas con mayor énfasis que enfrenta este sector, ya que, cerca del 34% de los residuos generados en el país y en el mundo provienen de la construcción (Aleksanin, 2019; Ghaffar *et al.*, 2020; MINVU, 2018; Véliz *et al.*, 2022). Este problema no solo afecta al sector local de la construcción, sino que también afecta a países desarrollados, pero en una menor medida, se estima que en Chile se generan 0.26 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> construido, en cambio en los países desarrollados este valor disminuye



a  $0.14 \text{ m}^3/\text{m}^2$  (Véliz *et al.*, 2022). Se proyecta que en el año 2023 en Chile se producirán alrededor de 7.4 millones de toneladas de residuos de la construcción solo considerando vivienda (MINVU, 2019).

Es por esto, que el estudio realizado junto a la Constructora Aitue está enfocado a optimizar el uso de las planchas de yeso cartón y los perfiles metalcon, para conseguir un mayor porcentaje de utilización de ambos materiales y, con ello, reducir tanto los costos involucrados, como también ayudar a disminuir los residuos que ambos materiales generan (Bustamante *et al.*, 2022).

Existen estudios de análisis de pérdidas en materiales en obras de edificación (Bravo, 2018; Guarda, 2008) y de cuantificación económica de los residuos de construcción (Bravo *et al.*, 2019). Además, también hay disponibles estudios de optimización económica a través de la reducción de residuos (Chandrakanthi *et al.*, 2002; Patel y Patel, 2016; Wang *et al.*, 2019). Sin embargo, existen pocos estudios de optimización de procesos constructivos para evitar pérdidas en los materiales Metalcon y planchas de yeso en edificios. En ese sentido este trabajo sigue la línea de investigación realizada para viviendas unifamiliares (Bustamante *et al.*, 2022).

Para obtener los valores económicos involucrados, se realizó un levantamiento en terreno, donde se estudió el ciclo completo de ambos materiales dentro del proceso de edificación, pudiendo definir la mano de obra y maquinaria relacionada, y con ello, el costo asociado al ítem.

Cabe destacar que para lograr disminuir tanto la cantidad de materiales utilizados, como los residuos generados, se realizó un modelamiento tridimensional del tercer piso del edificio Rengo 1281 en Concepción. Asimismo, con la ayuda del software Revit (2019) se creó el modelo que ayuda a estimar la cantidad de materiales necesarios para construir la tabiquería interior, además se complementó con softwares de optimización de cortes para alcanzar el mayor porcentaje de aprovechamiento de los materiales. La modelación de la estructura de tabiquería, además de ayudar a calcular la cantidad de materiales mínimos para construirla, presenta algunas ventajas extras, como por ejemplo una mayor claridad en la disposición de las planchas yeso cartón y estructuras metalcon, como también una mejor planificación de la instalación de los materiales.

Por último, se obtuvo el valor económico asociado al estado actual de la obra y el asociado a una situación proyectada basada en la modelación del edificio. Con respecto al valor económico se analizaron tres etapas: costo de adquisición, costo de mano de obra y maquinarias y gestión de residuos.

## Planteamiento del problema

La empresa Aitue S.A. es la encargada de realizar diversas obras habitacionales dentro del país, es por ello que se hace necesario innovar en nuevos procesos de trabajo. Durante la construcción de edificaciones de altura, la constructora observó la generación de una gran cantidad de desechos dentro de sus proyectos. Esta problemática tiene diversos efectos negativos para Aitue, ya que conlleva a invertir más recursos económicos para la adquisición de materiales y además en el tratamiento de estos residuos sólidos generados. Es por esta razón, que a partir de este trabajo se buscará encontrar soluciones a estos problemas que se generan en la construcción y así innovar en los sistemas de construcción actuales del país.

## Descripción de la obra

La obra en la que se aplicó el estudio consiste en un proyecto llamado Edificio Rengo 1281, ubicado en la intersección de la calle Rengo con la calle Joaquín Prieto, en la comuna de Concepción. El edificio dispone de 21 pisos, de los cuales los pisos -1 y -2 están destinados a estacionamientos, mientras que los pisos 1 y 19 corresponden a áreas comunes. Por último, entre los pisos 2 y 18 están consignados al uso habitacional.

Específicamente, se analizó el tercer piso del edificio, el cual tiene una superficie útil de  $604.5 \text{ m}^2$ , dentro de este piso se encuentran 10 tipologías diferentes de departamentos como se observa en la Figura 1.

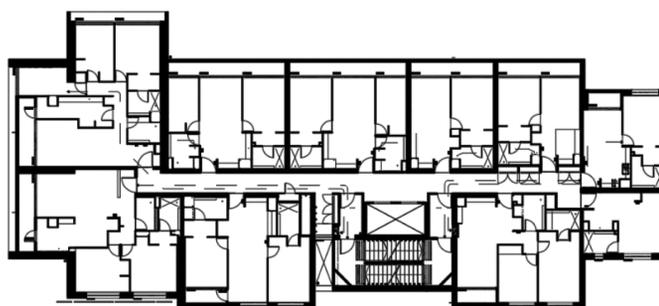
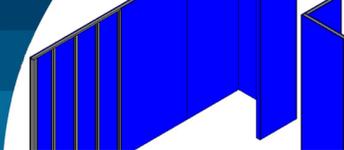


Figura 1: Plano en planta 3° piso edificio Rengo 1281



Durante el proceso de construcción, el piso -1 se encontraba utilizado como bodega de materiales, por lo tanto, es desde aquí donde se despachan las planchas y perfiles metalcon hacia la zona de trabajo.

## Metodología Mediciones en obra

Para el levantamiento de datos se realizaron visitas periódicas a la obra, lo que permitió conocer el proceso completo al que están sujetas las planchas de yeso cartón y los perfiles metalcon, desde que llegan a la obra hasta que son instalados y los excedentes transformados en desechos. Una de las primeras actividades que se realizó fue conocer el proceso de cada uno de los materiales que está bajo estudio. Al determinar las diferentes etapas de los materiales, se especificó la mano de obra y la maquinaria que se ven involucrados, al igual que el tiempo que emplean cada uno de ellos en mover los materiales. Con ello, se obtuvo el rendimiento. Cabe destacar que estas mediciones se realizaron sólo para el tercer piso del edificio. Además, se recolectó información para la modelación de los planos y especificaciones técnicas. Asimismo, de la cubicación donde se especifica la cantidad de material que se entrega para cada tipología de departamento.

También, se ejecutaron mediciones periódicas de los residuos generados en el tercer piso del edificio. Para ello, se acumularon todos los residuos de planchas de yeso cartón y restos de perfiles metalcon para realizar la medición de ellos. En el caso de las planchas, se midió el área de cada uno de los segmentos restantes, como también, se definió la tipología de cada plancha. En los perfiles metalcon se midió el largo de cada segmento definiendo igualmente la tipología de cada perfil. Todos los datos medidos se ingresaron a una planilla Excel donde fueron agrupados y analizados con posterioridad.

## Modelación y optimización

En el proceso de optimización de las planchas y perfiles metalcon se realizó una modelación tridimensional del 3° piso en el software Revit (2019). Para realizar la modelación en dicho programa se realizó un ingreso previo de los materiales con sus medidas reales al software para poder representarlos. Al momento de trazar la estructura de tabiquería en Revit se realizaron análisis de los planos

de tabiquería interior del edificio y de las especificaciones técnicas solicitados en oficina técnica. También, se estudiaron manuales de fabricante como Volcan y Cintac.

Entre los materiales utilizados dentro de la tabiquería se encuentran planchas de yeso cartón con las tipologías detalladas en la Tabla 1 y para el metalcon los tipos de perfiles presentados en la Tabla 2.

Tabla 1: Tipos de planchas yeso cartón

Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e = 15 mm RF
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e = 15 mm RH
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e = 12.5 mm RH
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e = 15 mm ST
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e = 12.5 mm ST
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e = 10 mm ST
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e = 15 mm XR
Plancha Volcoglass 1.2x2.4 e = 15.9 mm

Tabla 2: Tipos de perfiles metalcon

Perfil 90 CA085 2.4 m
Perfil 92 CO085 3 m
Perfil 60 CA085 2.4 m
Perfil 62 CO085 3 m
Perfil 40 CA085 2.4 m
Perfil 42 CO085 3 m

Para realizar la modelación de la estructura, después de ingresar los materiales mencionados al software Revit, se trazó la estructura metálica de la tabiquería con las dimensiones reales de ésta, para posteriormente agregar las planchas por ambas caras del tabique, generando así la representación de la estructura mostrada en las Figuras 2 y 3.

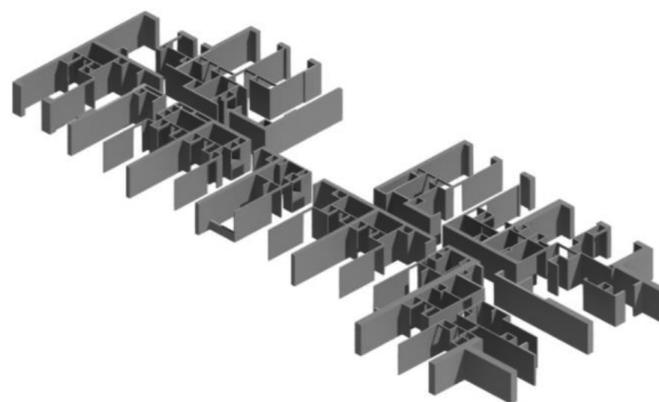


Figura 2: Estructura tabiquería 3° piso edificio Rengo 1281

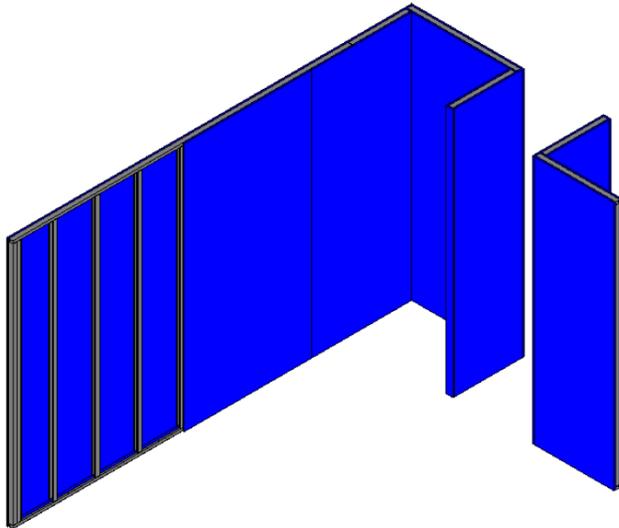
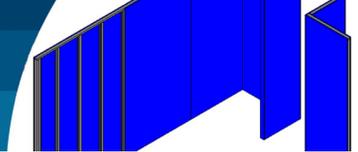


Figura 3: Representación estructura tabiquería 3° piso edificio Rengo 1281

Dentro de la estructura del tercer piso se tienen diferentes tipos de departamentos que deben ser representados (Tabla 3).

Tabla 3: Tipos de departamentos 3° piso edificio Rengo 1281

Departamento tipo A B C2 D1 E1 E2 F G2 H I
--

Durante el proceso de modelación de la estructura se realizaron visitas a la obra para observar el proceso constructivo de la tabiquería interior en el edificio. De esta manera, se pudo determinar algunos detalles constructivos que no se especifican claramente en planos y especificaciones técnicas, pero que si se deben tener en consideración para llevar a cabo el proceso de optimización. Una vez que se llevó a cabo la modelación del tercer piso, se procedió a realizar un análisis para poder determinar una configuración en la instalación de los materiales que permitiera lograr un mayor porcentaje de aprovechamiento de ambos. El análisis se realizó para cada tipología de departamento existente en el edificio. A partir de esto, se implementó el uso de algunos softwares especialistas en la optimización de cortes de planchas de cualquier tipo, como también de perfiles metalcon, los softwares implementados son CutMaster 2D (2020) y Cutting Optimization Pro (V5.16.3.0, [www.optimalprograms.com/cutting-optimization](http://www.optimalprograms.com/cutting-optimization)).

Los datos necesarios para implementar los softwares de optimización son extraídos desde Revit, ya que este

programa entrega el ancho, alto y por tanto el área de cada sección de plancha utilizada en cada departamento. La Figura 4 entrega algunas secciones de plancha utilizada.

A	B	C	D	E
Familia y tipo	Tipo	Altura desconectad	Longitud	Área
Muro básico: RH 15	RH 15MM 1°	2350	585	1.37 m²
Muro básico: ST 15	ST 15MM 2°	2350	585	1.37 m²
Muro básico: RH 15	RH 15MM 2°	2350	100	0.24 m²
Muro básico: RH 12	RH 12.5MM SHAFT	2350	525	1.23 m²
Muro básico: ST 10	ST 10MM SHAFT	2350	370	0.87 m²
Muro básico: RH 12	RH 12.5MM SHAFT	2350	745	1.75 m²

Figura 4: Información de secciones de planchas extraída de Revit

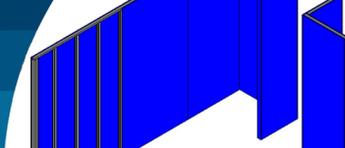
En el caso de los perfiles metalcon, el software entrega la longitud de cada sección de perfil empleada en un departamento con el formato mostrado en la Figura 5.

A	B
Tipo	Longitud
perfil 42	375
perfil 40	155
perfil 42	250
perfil 40	140
perfil 42	383
perfil 42	383
perfil 42	382
perfil 40	140

Figura 5: Información de secciones metalcon extraída de Revit

Los datos extraídos desde Revit fueron exportados hacia Excel, lo cual facilitó el orden de los valores según los diferentes tipos de materiales. Una vez que los datos fueron ordenados en Excel se exportaron a los softwares de optimización donde al ingresar el tamaño de todas las secciones del mismo tipo de plancha y agregar el stock de planchas disponibles, estos automáticamente presentan la configuración con la mayor eficiencia. En la Figura 6 se observa la ventana en la que se ingresan las partes utilizadas y también el stock de planchas.

En la Figura 7 se exhiben los resultados entregados por el software Cutting Optimization Pro para representar los cortes óptimos aplicables a una plancha de yeso cartón. En



el caso de los perfiles metalcon, se debe realizar un proceso similar, de modo que los resultados son presentados en el software de la misma manera que en el caso de las planchas de yeso cartón.

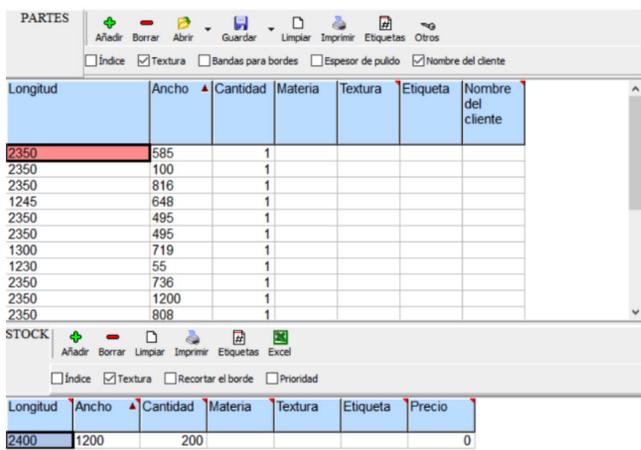


Figura 6: Ingreso de secciones en el software Cutting Optimization Pro

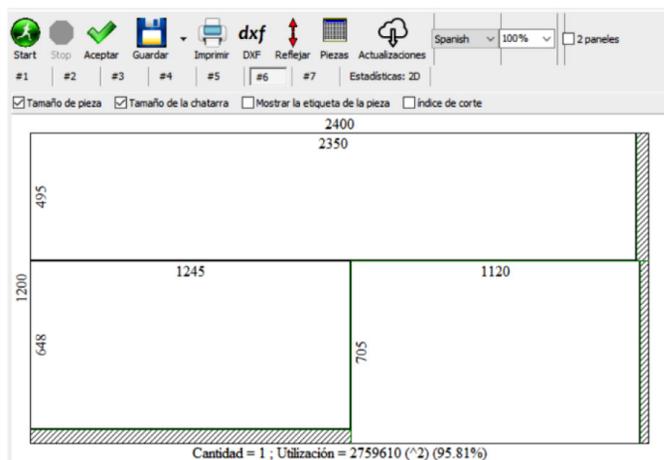


Figura 7: Presentación de resultados en el software Cutting Optimization Pro

Posteriormente, se realizó un proceso de evaluación en el que se analizaron los resultados obtenidos, los cuales se intentaron mejorar, ya sea redistribuyendo la configuración de las planchas o simplemente corrigiendo la disposición de éstas.

Por último, se llevó a cabo una comparación a partir de los resultados obtenidos de la modelación de las planchas de yeso cartón y los perfiles metalcon con los datos entregados por la Constructora Aitue S.A. Estos consistían en una cubicación realizada por ellos en la que estiman la

cantidad de materiales que se entregan desde bodega para cada departamento.

## Cálculo de costos

Al determinar la cantidad de materiales en la modelación y la cantidad de materiales utilizados en la obra actualmente, se procede a realizar el cálculo de los costos asociados a la compra directa de materiales, ya que al disminuir la cantidad de planchas y perfiles se puede obtener un ahorro. Además del costo anteriormente mencionado, se debe tener presente que existen más costos asociados a los materiales que son motivo de esta investigación. Un costo agregado es el de mano de obra y maquinaria. Para calcular este valor se hace importante analizar los datos medidos en terreno, los cuales consisten en el rendimiento de mano de obra y maquinaria. Las Tablas 4 y 5 presentan las diferentes etapas con la mano de obra y maquinarias empleadas en el proceso de cada material.

Tabla 4: Mano de obra y maquinaria involucrada con planchas de yeso cartón

Proceso	Mano de obra	Maquinaria
Traslado de planchas yeso cartón desde el camión hasta la bodega	Jefe de bodega Ayudante de bodega Pañolero	Grúa Horquilla
Transporte de planchas yeso cartón desde la bodega hasta el 3° piso	3 jornales	Montacarga
Distribución de planchas yeso cartón dentro del 3° piso	2 jornales	-

Tabla 5: Mano de obra y maquinaria involucrada con perfiles metalcon.

Proceso	Mano de obra	Maquinaria
Traslado de los perfiles metalcon desde el camión a zona de descarga	-	Equipo de trabajo grúa torre
Traslado de perfiles desde la zona de descarga hacia la bodega	Jefe de bodega 1 Pañolero 1 Jornal de Bodega	-
Transporte de los perfiles desde la bodega hasta el 3° piso	Ayudante de bodega 3 jornales	Montacarga
Distribución de perfiles dentro del 3° piso	-	2 jornales

En las Tablas 6 y 7 se presentan los sueldos de trabajadores y arriendos de maquinarias entregados por la constructora.

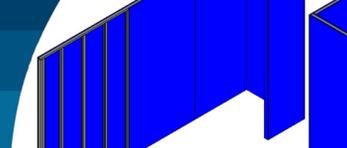


Tabla 6: Sueldos mensuales personal de obra

Trabajador	Sueldo, mensual
Jornal	\$380.000
Ayudante de bodega	\$480.000
Jefe de bodega	\$850.000
Pañolero	\$420.000

Tabla 7: Arriendo mensual maquinaria de obra

Maquinaria	Valor arriendo, mensual
Grúa torre	\$ 5.111.603
Montacarga	\$ 1.974.114

Además, se agrega el arriendo ocasional de una grúa horquilla con un costo que corresponde a \$14.000 por hora de trabajo. Por último, se debe agregar el costo correspondiente a la gestión de residuos producto de ambos materiales. Para lograr estimarlos, se hace necesario cuantificar los residuos que se producen en ambos casos, es decir, según la situación actual de la obra y la proyectada de la obra, la cual consiste en la modelación del edificio. Para estimar los residuos generados por las planchas de yeso cartón, fue necesario calcular el área total que se debe cubrir con cada tipo de plancha en el tercer piso del edificio. Este valor se obtuvo a partir de los datos entregados por el software Revit, ya que debido al modelo tridimensional implementado fue posible evaluar el área a cubrir por cada tipo de plancha. La Tabla 8 presenta las áreas correspondientes.

Tabla 8: Área efectiva instalado para cada tipo de plancha

Tipo	Área efectiva, m <sup>2</sup>
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e=15 mm RF	194.6
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e=15 mm RH	206.7
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e=12.5 mm RH	137.2
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e=15 mm ST	566.8
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e=12.5 mm ST	33.6
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e=10 mm ST	127.5
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e=15 mm XR	136.7
Plancha Volcoglass 1.2x2.4 e=15.9 mm	35.0

Posteriormente, se analizó la situación actual de la obra y el caso bajo la situación del modelo. En cada uno de ellos se calculó el área que se cubre con todas las planchas utilizadas (Tabla 9).

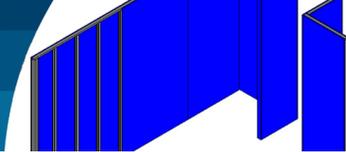
Tabla 9: Área que cubre cada tipo de plancha en situación actual y situación proyectada

Tipo	Situación actual	Situación proyectada
	Área, m <sup>2</sup>	Área, m <sup>2</sup>
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e=15 mm RF	221.8	213.1
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e=15 mm RH	239.0	239.0
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e=12.5 mm RH	169.9	169.9
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e=15 mm ST	619.2	610.6
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e=12.5 mm ST	80.6	40.3
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e=10 mm ST	155.5	155.5
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e=15 mm XR	152.6	149.8
Plancha Volcoglass 1.2x2.4 e=15.9 mm	49.0	49.0

De manera que, al restar el área que cubren las planchas utilizadas con el área efectiva se obtienen la cantidad de residuos generados en metros cuadrados, de tal forma que basta conocer el peso de un metro cuadrado de plancha para poder determinar el peso de los residuos generados en ambas situaciones. Posteriormente, se procede a asignarle un costo por gestionar estos residuos. Para ello se consideran tres procesos importantes dentro de este ítem.

En primer lugar, en la manipulación de residuos se encuentra considerada la mano de obra involucrada en limpiar y agrupar los residuos al interior del mismo piso. De igual modo, la mano de obra encargada de cargar el camión que lleva los residuos hasta su destino final. En segundo lugar, el transporte de residuos considera el valor que se debe pagar por trasladar los residuos desde la obra hacia la planta de tratamiento de residuos. Por último, se considera el valor que se debe cancelar a la planta por desechar los residuos en sus instalaciones, este valor alcanza un valor de \$59+IVA por cada kilo de residuo que se deposita.

En el caso de estimar los residuos generados por los perfiles metalcon, se calculan de una manera similar a la anteriormente descrita en el proceso de las planchas de yeso cartón. Lo primero que se realizó, es estimar la



longitud efectiva instalada en el piso. Para ello se ocupó la herramienta de Revit la cual entrega la longitud de cada sección de perfil utilizada en la tabiquería del edificio. Esta longitud se determinará para los seis diferentes tipos de perfil (Tabla 10).

**Tabla 10: Longitud efectiva según cada tipo de perfil**

Tipo	Longitud efectiva, m
Perfil 90 CA085 2.4 m	68.6
Perfil 92 CO085 3 m	20.8
Perfil 60 CA085 2.4 m	515.9
Perfil 62 CO085 3 m	143.5
Perfil 40 CA085 2.4 m	1736.4
Perfil 42 CO085 3 m	544.6

Consecutivamente, se calcula la longitud que se cubren con la cantidad de perfiles disponibles en ambos casos, en la situación actual de la obra y situación proyectada. Por último, al restar la longitud total que cubren los perfiles en ambas situaciones con la longitud efectiva instalada se determina la cantidad de residuos generados (Tabla 11).

**Tabla 11: Longitud que cubre cada tipo de perfil en la situación actual y la situación proyectada**

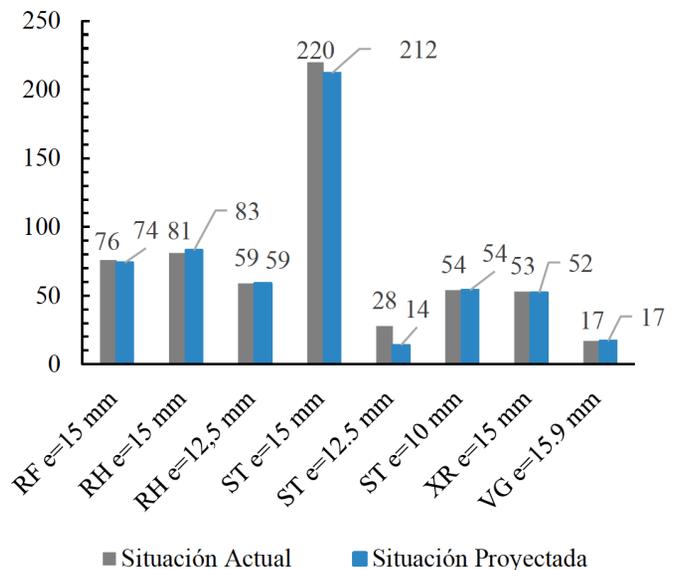
	Situación actual	Situación proyectada
Tipo	Longitud, m	Longitud, m
Perfil 90 CA085 2.4 m	72.0	72.0
Perfil 92 CO085 3 m	30.0	27.0
Perfil 60 CA085 2.4 m	542.4	530.4
Perfil 62 CO085 3 m	156.0	156.0
Perfil 40 CA085 2.4 m	1831.2	1766.4
Perfil 42 CO085 3 m	579.0	567.0

Con las longitudes de los residuos generados en ambos contextos, se pueden transformar para obtener la cantidad de kilos de residuos de metalcon. Para obtener los costos por la gestión de los residuos de metalcon, se deben diferenciar dos procesos distintos dentro de este ítem. En primer lugar, en la manipulación de residuos se encuentra considerada la mano de obra encargada de limpiar el departamento y llevar los excedentes de metalcon hacia el 1° piso, donde se encuentra el punto de acumulación. Posteriormente, se realiza la venta de residuos a una empresa externa, quien retira directamente desde la obra. El valor de venta de los

residuos de metalcon corresponde a \$120 por kilo de acero reciclado lo que supone un ingreso para la obra.

## Resultados Modelación y optimización

A partir de la modelación del tercer piso del Edificio Rengo 1281, se determinó la cantidad de planchas y perfiles metalcon que se pueden disminuir con la aplicación de un software como Revit y algunos softwares optimizadores de corte. La Figura 8 presenta la cantidad de planchas que se entregan actualmente en la obra, sin considerar extras por una errónea instalación o por fallas de estas y la situación proyectada para el tercer piso.



**Figura 8: Cantidad de planchas yeso cartón utilizadas en la situación actual y la situación proyectada**

Producto de la optimización de las planchas se obtuvo un ahorro de 23 planchas de yeso cartón en total, en las diferentes tipologías. Dentro de las cuales, la que alcanzó un mayor porcentaje de ahorro es la de tipo estándar 12.5 mm donde se pudieron ahorrar un total de 12 planchas. El ahorro también se llevó a cabo en los perfiles metalcon. En la Figura 9 se presentan los resultados del proceso de optimización.

Para los perfiles metalcon se logró una disminución de 37 unidades en sus diferentes tipos, destacando un mayor ahorro en los perfiles 40, con una disminución de 27 unidades.

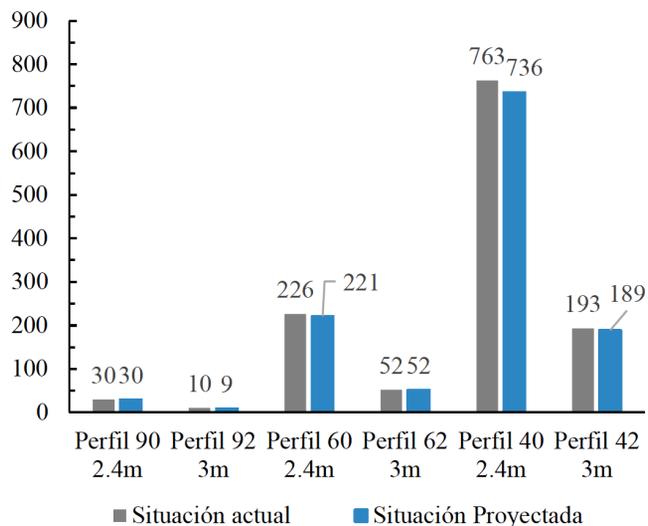
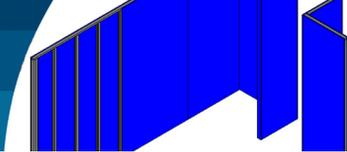


Figura 9: Cantidad de perfiles metalcon utilizados en la situación actual y la situación proyectada

## Residuos

Dentro de los residuos de planchas de yeso cartón generados, se distinguen tres casos diferentes. El primero de ellos, son los residuos que se pudieron medir en la obra, dentro de esta medición se encuentran considerados aquellos residuos generados por excedentes de cortes. Además, aquellos residuos que se generaron por una errónea instalación y manipulación de planchas, por lo tanto, es un valor mucho más elevado (Tabla 12).

Tabla 12: Residuos de planchas medidos en la obra

Tipo	Área, m <sup>2</sup>	Peso, kg
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =15 mm RF	41.71	563.08
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =15 mm RH	71.19	854.31
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =12.5 mm RH	46.72	443.83
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =15 mm ST	107.63	1291.56
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =12.5 mm ST	10.10	95.98
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =10 mm ST	81.36	610.18
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =15 mm XR	15.24	208.79
Plancha Volcoglass 1.2x2.4 e =15.9 mm	9.78	136.98
Total	383.74	4204.70

En la Tabla 13 se presentan los residuos generados en la obra, los cuales fueron calculados a partir de lo mencionado anteriormente y sólo representan los excedentes que son producidos por los cortes realizados, sin considerar pérdidas por una incorrecta manipulación o instalación del material.

Tabla 13: Residuos situación actual de la obra considerando sólo excedentes de cortes.

Tipo	Área, m <sup>2</sup>	Peso, kg
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =15 mm RF	24.26	327.51
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =15 mm RH	32.32	387.78
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =12.5 mm RH	32.70	310.65
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =15 mm ST	66.77	801.24
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =12.5 mm ST	41.32	392.54
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =10 mm ST	28.04	210.30
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =15 mm XR	15.96	218.65
Plancha Volcoglass 1.2x2.4 e =15.9 mm	13.92	194.88
Total	255.29	2843.55

Al comparar las Tablas 12 y 13 se puede observar un aumento de residuos, de alrededor del 148% en el caso de las mediciones in situ, con respecto a lo producido sólo por los excedentes de cortes demostrando que existe una elevada pérdida de materiales por una errada instalación y manipulación de planchas. Por último, se entregan en la Tabla 14 los residuos estimados bajo la modelación tridimensional del edificio.

Respecto a la Tabla 14, se puede determinar una disminución en los residuos, comparado a la situación actual de la obra, esto debido a la disminución en la utilización de materiales en la situación proyectada. En el caso de los residuos generados por los perfiles metalcon se distinguen tres situaciones diferentes. Lo primero, es presentar los residuos generados en obra, estos consideran la totalidad de perfiles desechados en la obra, es decir, también se está considerando un mal manejo de los materiales.

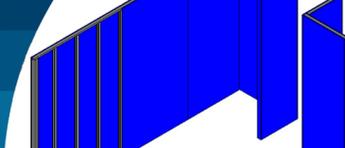


Tabla 14: Residuos proyectados de la obra considerando sólo excedentes de corte

Tipo	Área, m <sup>2</sup>	Peso, kg
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =15 mm RF	18.50	249.75
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =15 mm RH	32.32	387.78
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =12.5 mm RH	32.70	310.65
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =15 mm ST	43.73	524.76
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =12.5 mm ST	6.76	64.22
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =10 mm ST	28.04	210.30
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =15 mm XR	13.08	179.20
Plancha Volcoglass 1.2x2.4 e =15.9 mm	13.92	194.88
Total	189.05	2121.54

Tabla 15: Residuos de perfiles medidos en obra

Tipo	Longitud, m	Peso, kg
Perfil 90 CA085 2.4 m	3.78	4.65
Perfil 92 CO085 3 m	5.67	5.67
Perfil 60 CA085 2.4 m	19.59	18.81
Perfil 62 CO085 3 m	21.50	15.48
Perfil 40 CA085 2.4 m	96.50	80.10
Perfil 42 CO085 3 m	59.74	34.65
Total	206.78	159.35

A continuación, la Tabla 16 presenta los residuos actualmente generados en la obra, sin considerar una equívoca gestión de materiales, sólo considerando los valores producto de los excedentes de cortes.

Tabla 16: Residuos situación actual de la obra considerando sólo excedentes de cortes

Tipo	Longitud, m	Peso, kg
Perfil 90 CA085 2.4 m	3.40	4.18
Perfil 92 CO085 3 m	9.24	9.24
Perfil 60 CA085 2.4 m	26.55	25.49
Perfil 62 CO085 3 m	12.46	8.97
Perfil 40 CA085 2.4 m	94.76	78.65
Perfil 42 CO085 3 m	34.36	19.93
Total	180.77	146.46

A partir de las Tablas 15 y 16, se puede deducir que los valores entre las dos situaciones son muy similares. Esto nos indica que existe un óptimo manejo de los materiales y aprovechamiento de estos, caso contrario a lo sucedido con las planchas de yeso cartón.

Por último, la Tabla 17 presenta los residuos generados desde la situación proyectada.

Tabla 17: Residuos proyectados de la obra considerando sólo excedentes de cortes

Tipo	Longitud, m	Peso, kg
Perfil 90 CA085 2.4 m	3.40	4.18
Perfil 92 CO085 3 m	6.24	6.24
Perfil 60 CA085 2.4 m	14.55	13.97
Perfil 62 CO085 3 m	12.46	8.97
Perfil 40 CA085 2.4 m	29.96	24.87
Perfil 42 CO085 3 m	22.36	12.97
Total	88.97	71.20

Al analizar los resultados de la Tabla 17, se observa una disminución de los residuos comparados con la situación actual de la obra. Esto se debe significativamente al ahorro de perfiles en la construcción de la tabiquería.

## Análisis de costos

Al lograr disminuir la cantidad de materiales que se utilizan en la obra, se ve directamente reflejado la disminución del costo de adquisición de los mismos, puesto que se produce una baja en el costo total de compra de planchas para el piso estudiado. En la Tabla 18 se presenta el costo de adquisición en ambos casos.

El ahorro en 23 planchas de yeso cartón involucra un ahorro para la constructora que alcanza los \$95.960. En el caso de los perfiles de metalcon se produce igualmente una disminución en el costo de adquisición de estos materiales (Tabla 19).

En consecuencia, al disminuir 37 perfiles metalcon se logra un ahorro de \$67.491 en costos de adquisición. Además de determinar los costos por adquisición de materiales, se debe agregar el costo que involucra la mano de obra y maquinarias que participan en el proceso. A continuación, la Tabla 20 presenta el costo de mano de obra respectivo de las planchas de yeso cartón.

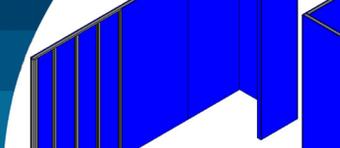


Tabla 18: Costo de adquisición de planchas en la situación actual de la obra y la situación proyectada

		Situación actual	Situación proyectada
Tipo	Costo, \$/plancha	Costo de compra, \$	Costo de compra, \$
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e = 15 mm RF	6.405	486.780	473.970
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =15 mm RH	7.742	642.586	642.586
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =12.5 mm RH	5.323	314.057	314.057
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =15 mm ST	3.990	877.800	845.880
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =12.5 mm ST	3.780	98.280	52.920
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =10 mm ST	3.003	162.162	162.162
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =15 mm XR	5.870	311.110	305.240
Plancha Volcoglass 1.2x2.4 e =15.9 mm	17.798	302.566	302.566
Total		3.195.341	3.099.381

Tabla 19: Costo de adquisición de perfiles en la situación actual de la obra y la situación proyectada.

		Situación actual	Situación proyectada
Tipo	Costo, \$/unidad	Costo de compra, \$	Costo de compra, \$
Perfil 90 CA085 2.4 m	1.477	44.310	44.310
Perfil 92 CO085 3 m	1.576	15.760	14.184
Perfil 60 CA085 2.4 m	1.190	268.940	262.990
Perfil 62 CO085 3 m	2.052	106.704	106.704
Perfil 40 CA085 2.4 m	2.019	1.540.497	1.485.984
Perfil 42 CO085 3 m	1.363	263.059	257.607
Total		2.239.270	2.171.779

Tabla 20: Costo de mano de obra y maquinarias respecto a las planchas y perfiles en la situación actual de la obra y la situación proyectada.

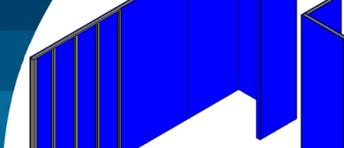
		Situación actual	Situación proyectada
	Costo mano de obra y maquinarias, \$/plancha	Costo mano de obra y maquinaria, \$	Costo mano de obra y maquinaria, \$
Planchas	1.078	633.927	609.131
Perfil	209	266.464	258.725

Tabla 21: Costo por m<sup>2</sup> de gestión de residuos por cada tipo de plancha

Tipo	Manipulación, \$/m <sup>2</sup>	Transporte, \$/m <sup>2</sup>	Depósito, \$/m <sup>2</sup>	Total, \$/m <sup>2</sup>
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e=15 mm RF	217	354	945	1.516
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e=15 mm RH		315	840	1.372
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e=12.5 mm RH		249	665	1.131
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e=15 mm ST		315	840	1.372
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e=12.5 mm ST		249	665	1.131
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e=10 mm ST		197	525	939
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e=15 mm XR		360	959	1.535
Plancha Volcoglass 1.2x2.4 e=15.9 mm		368	980	1.564

A causa de la disminución de planchas se produce un ahorro en la manipulación de estas, este ahorro alcanza los \$24.796 lo que equivale a no movilizar las 23 planchas disminuidas. En el caso de los perfiles metalcon sucede algo similar y en la Tabla 20 se presentan los costos involucrados. Con la disminución de 37 perfiles se disminuye el costo en \$7.739.

Por último, se debe agregar el costo de gestión de residuos,



en donde se consideró el costo de eliminar un m<sup>2</sup> de planchas yeso cartón. Es importante destacar que el valor de desechar una plancha dependerá del peso de esta, ya que todas tienen diferente peso. Por lo tanto, se debe considerar este factor, en el caso del transporte y depósito del residuo. Los costos de gestión de residuos se componen de tres subvalores los cuales son: manipulación de residuos, transporte y costo de recepción en la planta de tratamiento de residuos. La Tabla 21 presenta los diferentes valores involucrados. A partir de los precios, se pueden calcular los valores que debe pagar la constructora para desechar sus residuos en las dos situaciones presentadas, tanto en la situación actual y la situación proyectada (Tabla 22).

Tabla 22: Costo total de gestión de residuos por cada tipo de plancha en situación actual y situación proyectada

Tipo	S. actual	S. proyectada
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =15 mm RF	36.781	28.048
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =15 mm RH	44.328	44.328
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =12.5 mm RH	36.987	36.987
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =15 mm ST	91.591	59.986
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =12.5 mm ST	46.738	7.646
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =10 mm ST	26.319	26.319
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =15 mm XR	24.504	20.083
Plancha Volcoglass 1.2x2.4 e =15.9 mm	21.774	21.774
Total	329.022	245.172

A causa de la disminución de las planchas se ve directamente involucrado el valor de la gestión de residuos, por lo tanto, se observa una baja en el valor de alrededor de \$83.851. Como una situación aparte se presentan los costos asociados a la gestión de residuos según lo medido en la obra, los valores son considerablemente mayores a los obtenidos en los dos casos anteriormente presentados (Tabla 23).

Finalmente, se presentan los valores de gestión de residuos proveniente del metalcon, donde es importante destacar dos subvalores, lo primero es considerar la manipulación de los residuos, mientras que, por otro lado, tenemos el valor de venta de los restos de metalcon que es un ingreso hacia la constructora, puesto que son vendidos como chatarra (Tabla 24).

Tabla 23: Costo total de gestión de residuos por cada tipo de plancha medida en obra

Tipo plancha	Costo gestión de residuos, \$
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e=15 mm RF	63.236
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e=15 mm RH	97.658
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e =12.5 mm RH	52.844
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e=15 mm ST	147.640
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e=12.5 mm ST	11.428
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e=10 mm ST	76.363
Plancha yeso cartón 1.2x2.4 e=15 mm XR	23.399
Plancha Volcoglass 1.2x2.4 e=15.9 mm	15.305
Total	487.873

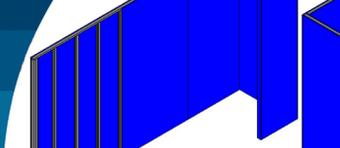
Tabla 24: Costo por kg de gestión de residuos por cada tipo de perfil

Tipo	Manipulación, \$/kg	Venta de residuos, \$/kg
Perfiles metalcon	215	120

Con los valores de la Tabla 24, se procede a estimar el costo asociado a la gestión de residuos de metalcon, tanto en la situación actual de la obra, como en la situación proyectada después de la modelación del tercer piso (Tabla 25).

Tabla 25: Costo total de gestión de residuos por cada tipo de perfil en situación actual y situación proyectada

Tipo	Situación actual	Situación proyectada
Perfil metalcon	Costo, \$	Costo, \$
	11.607	5.646



Al analizar los valores entregados por la Tabla 25, se puede determinar que existe una diferencia de \$5.961, este valor es bajo, debido a que existe un ingreso por la venta de chatarra.

## Conclusión

El ahorro que se produce debido a la disminución en la utilización de planchas alcanza un valor de \$204.759. Sin embargo, los mayores ahorros se producen tanto en el costo de adquisición de las planchas, como también en la gestión de los residuos. En el caso de los perfiles metalcon alcanza los \$81.191. Asimismo, el valor ahorrado en el caso de las planchas es más elevado al disminuido con los perfiles metalcon. Esto se debe en gran parte a que el costo de adquisición de las planchas es mucho mayor al de los perfiles. Además, el costo de desechar residuos de yeso es mayor al de eliminar los residuos de metalcon, puesto que los restos son vendidos como chatarra generando un pequeño ingreso para la constructora. Es por esto, que se vuelve de vital importancia optimizar el uso de planchas y lograr su máximo aprovechamiento. Finalmente, el ahorro total que se produce en el tercer piso del edificio es de \$285.950, dicho valor considera el ahorro producido por las planchas de yeso cartón y los perfiles metálicos.

## Comentarios finales

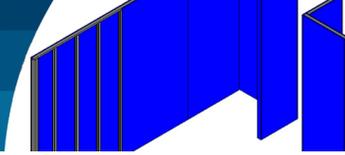
Por otra parte, es muy importante mencionar la gran cantidad de residuos de planchas de yeso cartón que se midieron en la obra, debido a que esto indica que existe una gran pérdida relacionada con una errónea instalación y manipulación de planchas. Al analizar profundamente este punto se puede determinar que existen 128.45 m<sup>2</sup> de residuos producto de una errónea instalación, lo que equivale aproximadamente a 45 planchas extras. Siguiendo la misma línea del análisis de las planchas se procede a estudiar lo sucedido con los perfiles metalcon, donde se puede determinar que ocurre lo contrario a lo sucedido con las planchas de yeso cartón, ya que existe una gran similitud entre los datos medidos en obra y los determinados bajo el enfoque de la modelación, considerando sólo los excedentes de cortes, esto indica que existe un correcto manejo de los perfiles metalcon dentro de la obra.

Una característica significativa que se debe señalar, es que los valores asociados a costos de mano de obra y

maquinarias presentados durante el estudio, sólo son válidos para el 3° piso del Edificio Rengo 1281, debido a que en los pisos superiores los valores de rendimiento posiblemente tenderán a disminuir, ya que dependerá de la altura en la cual se esté trabajando, dado que el tiempo en mover una plancha o un perfil tenderá a aumentar, lo mismo sucede en la manipulación de los residuos, ya que se extenderá el tiempo que se demora en desechar las planchas, del mismo modo el de bajar los residuos de metalcon hacia el punto de acumulación.

## Referencias

- Aleksanin, A. (2019). Development of construction waste management. *XXII International Scientific Conference on Construction for the Formation of Living Environment FORM2019*, E3S Web of Conferences 97, 06040
- Bravo, J., Valderrama, C. y Ossio, F. (2019). Cuantificación económica de los residuos de construcción de una edificación en altura: un caso de estudio. *Información Tecnológica* 30(2), 85-94
- Bravo J. (2018). *Análisis de las principales pérdidas de materiales en obras de edificación en etapa de terminaciones*. Memoria de título de Constructor Civil, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile
- Bustamante, G., Pino, I. y Molina, C. (2022). Metodología de optimización para el uso de yeso cartón y Metalcon en un proyecto habitacional. *Obras y Proyectos* 32, 54-65
- Chandrankanthi, M., Hettiaratchi, P., Prado, B. and Ruwanpura, J.Y. (2002). Optimization of the waste management for construction projects using simulation. *IEEE Winter Simulation Conference*, vol. 2, 1771-1777
- Cutmaster 2D (2020). CutMaster 2D, V 1.5.3 - Cutting optimization software for professional and home workshops. <http://www.cutmaster2d.com/>
- Ghaffar, S.H., Burman, M. and Braimah, N. (2020). Pathways to circular construction: an integrated management of construction and demolition waste for resource recovery. *Journal of Cleaner Production* 244, 118710
- Guarda J. (2008). *Estudio para minimizar las pérdidas de materiales en obras de edificación en extensión*. Memoria de título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile



- MINVU (2019). Diagnóstico sobre infraestructura RCD en Chile. División Técnica de Estudio y Fomento Habitacional Ditec, Secretaría Ejecutiva de Construcción Sustentable. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Santiago, Chile
- MINVU (2018). Estándares de construcción sustentable para viviendas de Chile. Tomo IV: Materiales y Residuos. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Santiago, Chile
- Pape, H. y Nazer, A. (2021). Determinantes de la innovación en empresas constructoras de la Región de Atacama, Chile. *Obras y Proyectos* **29**, 80-92
- Patel, S. and Patel, C.G. (2016). Cost optimization of the project by construction waste management. *International Research Journal of Engineering and Technology* **3**(5), 734-740
- Revit (2019). CAD BIM software. Autodesk
- Véliz, K.D., Ramírez-Rodríguez, G. and Ossio, F. (2022). Willingness to pay for construction and demolition waste from buildings in Chile. *Waste Management* **137**, 222-230
- Wang, J., Wu, H., Tam, V.W. and Zuo, J. (2019). Considering life-cycle environmental impacts and society's willingness for optimizing construction and demolition waste management fee: An empirical study of China. *Journal of Cleaner Production* **206**, 1004-1014

# Emisión de CO<sub>2</sub> equivalente en la construcción de viviendas unifamiliares de adobe y ladrillo

CO<sub>2</sub> equivalent emission in the construction of adobe and brick single family homes

Fecha de envío: 3 de marzo 2023

Fecha de aceptación: 27 de julio 2023

Yoner Sanchez-Agurto, Edward Santa María-Dávila y Janeth Saravia Hinoztroza

Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú, ysancheza@uni.pe, esantamariad@uni.edu.pe, jsaravia@uni.edu.pe

*El presente estudio se centra en conocer el impacto ambiental en términos de CO<sub>2</sub> equivalente (CO<sub>2</sub>e) en la construcción de viviendas unifamiliares de adobe y ladrillo en el distrito de Aucallama, provincia de Huaral, Lima. La metodología seguida fue observacional, cuasi experimental. Se realizaron estudios de campo, tomando datos necesarios para el análisis de las partidas unitarias, estos involucran todos los recursos que se necesitan en las actividades del proceso de construcción de las viviendas. Con el fin de tener resultados certeros y confiables, se han hecho los cálculos de metros y Huella del Carbono HC con viviendas diseñadas bajo las recomendaciones de la normativa peruana. Los cálculos de la Huella del Carbono HC, fueron realizados con la ayuda de Factores de Emisión de inventarios internacionales e investigaciones nacionales. Los cálculos se hacen para los tres procesos: producción de insumos, transporte de los mismos, y ejecución. En la construcción de la vivienda de adobe se han obtenido 14 ton de CO<sub>2</sub>e, mientras que, para la vivienda de ladrillo, 50 ton de CO<sub>2</sub>e. La baja HC incorporada de la vivienda de adobe, es debido a las actividades e insumos para la construcción de dicha vivienda, estos son artesanales y no se requiere de grandes equipos para cada proceso, lo que lo convierte en una vivienda sostenible.*

*Palabras clave: Huella de Carbono, unidad funcional, área útil, CO<sub>2</sub> equivalente*

*The present study focuses on knowing the environmental impact in terms of CO<sub>2</sub> equivalent (CO<sub>2</sub>e) in the construction of adobe and brick single-family homes in the district of Aucallama, province of Huaral, Lima. The methodology followed was observational - quasi-experimental. Field studies were carried out, taking necessary data for the analysis of the unit items, these involve all the resources that are needed in the activities of the housing construction process. In order to have accurate and reliable results, calculations of meters and Carbon Footprint have been made with homes designed under the recommendations of the Peruvian Standards. The Carbon Footprint CF calculations were made with the help of Emission Factors from international inventories and national research. The calculations are made for the three processes: production of inputs, transportation, and execution. In the construction of the adobe house, 14 tons of CO<sub>2</sub>e have been obtained, while for the brick house, 50 tons of CO<sub>2</sub>e. The low built-in CF of the adobe house is due to the activities and inputs for the construction of those houses, which are handmade and large equipment is not required for each process, which makes it a sustainable house.*

*Keywords: Carbon Footprint, functional unit, useful area, CO<sub>2</sub> equivalent*

## Introducción

El cambio climático afecta de forma global, en esto participan variados sectores en sus diferentes actividades diarias, sectores como la agricultura, industria, transporte

y construcción, los cuales tienen implicancias directas en el fenómeno del cambio climático.

El sector de la construcción genera alrededor de un tercio del total de emisiones de CO<sub>2</sub> equivalente CO<sub>2</sub>e (Aleksanin,

2019; Ghaffar *et al.*, 2020). El aporte de este sector a lo largo de todas sus etapas está enmarcado de acuerdo con las decisiones que se tomen en la fase inicial del diseño de cada tipo de construcción, dado que cada etapa aporta proporciones distintas de CO<sub>2</sub>e, esto debido a que cada etapa tiene procesos y recursos distintos (Badilla *et al.*, 2015).

El Perú no es un país ajeno de los que vienen siendo afectados por el Cambio climático, en tanto, se vienen desarrollando alternativas de materiales y procesos constructivos, a fin de mitigar el aumento acelerado de las emisiones de CO<sub>2</sub>e, producto de procesos industrializados con elevada quema de combustibles fósiles.

## Planteamiento del problema

La quema de combustibles fósiles aumenta la concentración de gases de efecto invernadero GEI en la atmósfera, principalmente CO<sub>2</sub> (OMM, 2019). En el Perú, estamos en un estado principiante con relación a cálculos de las emisiones de CO<sub>2</sub> en las distintas industrias y políticas de reducción.

## Objetivos

El objetivo es calcular el impacto ambiental en función de emisiones de CO<sub>2</sub>e en la construcción de viviendas unifamiliares de adobe y ladrillo considerando todos sus procesos de construcción. Además de realizar un análisis comparativo de los impactos ambientales en la construcción de estos dos tipos de viviendas unifamiliares.

## Definiciones

### Características de las construcciones de adobe

El adobe es un material tradicional, donde se usan métodos y técnicas constructivas ancestrales, se emplean materia prima o productos de la zona obtenidos mediante un proceso artesanal. Las viviendas de adobe deberán cumplir ciertas características, como ser de un solo nivel, con ancho mínimo de 40 cm, y otros criterios mencionados en la norma de referencia (Norma E080, 2017).

### Características de las construcciones con ladrillo

Las unidades de albañilería deberán tener un tratamiento previo al asentado de acuerdo a las condiciones climatológicas de la ubicación de la obra, esto es, regarlos durante media hora, 10 a 15 horas antes de su asentada. Las unidades se asentarán con las superficies limpias de

polvo y sin agua libre. Los muros se construirán a plomo y en línea, el espesor de las juntas de mortero será como mínimo de 10 mm y como máximo de 15 mm. No se asentará más de 1.30 m de altura en una jornada de trabajo (Norma E070, 2021).

## Análisis de Ciclo de Vida (ACV)

El Análisis del Ciclo de Vida es una técnica para determinar y evaluar los aspectos ambientales e impactos potenciales a un producto, compilando un inventario de las entradas y salidas relevantes del sistema. El ACV consiste en evaluar cada uno de los efectos ambientales generados a lo largo de la vida de un producto, vale decir, desde las fuentes de recursos primarios, hasta el consumo y disposición final (ISO 14040, 2006).

La metodología del Análisis de Ciclo de Vida es utilizada para comparar los tipos de materiales de construcción. El ACV se refiere a las diferentes etapas que tiene un producto, proceso o servicio y así cuantificar los impactos ambientales. Las fases que componen el ACV son: 1) definición del objetivo y alcance, 2) análisis de inventario, 3) evaluación del impacto y 4) interpretación (Balderas y Arista, 2019).

## Unidad Funcional

Cantidad de producto que se utiliza como unidad de referencia para la cuantificación de la Huella de Carbono. Esta debe ser cuantificada en base a una unidad declarada o unidad funcional y sus resultados deben ser expresados de acuerdo con ello (MAATE, 2021).

## Dióxido de Carbono

Gas que se produce de forma natural y también como subproducto de la combustión de combustibles fósiles y biomasa, cambios en su uso de las tierras y otros procesos industriales. Es el principal gas de efecto invernadero antropogénico que afecta al equilibrio de radiación del planeta. Es el gas de referencia frente al que se miden otros gases de efecto invernadero, y, por lo tanto, tiene un potencial de calentamiento mundial de 1 (IPCC, 2014).

## Huella de Carbono (HC)

Busca cuantificar la cantidad de emisiones de Gases de Efecto Invernadero (GEI), medida en emisiones de CO<sub>2</sub>e,

que son liberadas a la atmósfera debido a las actividades cotidianas o a la comercialización de un producto. Este análisis abarca todas las actividades de su ciclo de vida, desde la adquisición de las materias primas hasta su gestión como residuo.

## Modelo de la cuantificación de las emisiones de CO<sub>2</sub>

Nivel 0: Selección de la muestra y cuantificación de los recursos materiales consumidos en la ejecución del Modelo Constructivo Habitual (MCH).

Nivel 1: Emisiones de CO<sub>2</sub> por Componente Básico de Material (CBM).

Nivel 2: Cuantificación de las emisiones de CO<sub>2</sub> en la construcción. Se cuantifican las emisiones que se producen en la ejecución del MCH, en kg CO<sub>2</sub>/m<sup>2</sup> de superficie construida, derivados de la fabricación de los CBM (Mercader *et al.*, 2012).

## Campo de estudio

### Delimitación del campo de estudio

Como foco de estudio se tomaron dos viviendas de distinta unidad de albañilería, el adobe, como material tradicional, y el ladrillo de arcilla, como material convencional. Ambas viviendas, ubicadas en el distrito de Aucallama, provincia de Huaral, departamento de Lima.

La vivienda de adobe, con contrafuertes también de adobe y cobertura de caña chancada, sobre esta se coloca mezcla de tierra y agua con un espesor de 5 cm. Por su parte, la vivienda de ladrillo cuenta con columnas de concreto armado como elemento de confinamiento de los muros, vigas y losa aligerada. Ambas viviendas son de un solo nivel y área útil de 57 m<sup>2</sup>. Entiéndase por área útil, como la diferencia del área construida y el área de muro proyectada.

El cálculo de la Huella de Carbono HC, se realizó para la fase de construcción de las viviendas, considerando en ellas tres procesos: producción de insumos, transporte de insumos y ejecución de obra.

## Justificación de elección de viviendas

Se buscó conocer el impacto ambiental en la construcción de viviendas a fin de conocer, numéricamente, la sostenibilidad en términos de emisiones de CO<sub>2</sub>e. Para tal fin, se ha elegido una vivienda de adobe y otra de ladrillo

de arcilla, ambos ubicados en la misma localidad, a fin de compararlos en las mismas condiciones.

## Unidad Funcional

La unidad funcional UF es el indicador común con la cual se comparan los resultados para ambos casos estudiados, vivienda unifamiliar de adobe y ladrillo. Se ha establecido como unidad funcional, a la cantidad de emisiones de CO<sub>2</sub> equivalente por cada m<sup>2</sup> de área construida, esto es:

$$UF = \frac{\text{Emisión de CO}_2\text{e (kg CO}_2\text{)}}{\text{área construida (m}^2\text{)}} \quad (1)$$

## Metodología

### Datos de entrada

Para los cálculos de la Huella de Carbono, se requirieron ciertos valores a los que llamamos datos de entrada. Estos datos, corresponden a los Factores de Emisión de CO<sub>2</sub>e de los materiales y/o actividades involucradas en las fases de producción de insumos, transporte y ejecución de la construcción. Otros datos de entrada son los metrados de las partidas y cantidades de insumos utilizados.

Los Factores de Emisión de los materiales, equipos y actividades se tomaron de las bases de datos de huellas de carbono de inventarios certificados e investigaciones hechas por distintas instituciones en el Perú y el exterior. Dado que se han tenido más de una fuente para algunos recursos, se realizó una simulación de Montecarlo para obtener el valor más probable del Factor de Emisión de algunos insumos.

La metodología de investigación seguida fue observacional, cuasi experimental. Se trabajaron en dos tipos de viviendas, adobe y ladrillo, ambos ubicados en la misma localidad. Se conocieron in situ los rendimientos y cantidades de insumos que intervienen durante la elaboración del adobe y la construcción de vivienda con dicha unidad de albañilería, esto, con la ayuda de uno de los fabricantes del adobe, a quien se le encomendó el trabajo de hacer 100 unidades de adobe y un muro de la misma unidad de albañilería con dimensiones de 1.0 m x 1.0 m.

Los datos tomados en campo corresponden a viviendas construidas sin criterios de ingeniería. Sin embargo, el objetivo es conocer la HC de una vivienda construida con todos los criterios de ingeniería que la norma

exige. Por tanto, se han diseñado dos viviendas con las recomendaciones de las Normas E080 (2017) y E070 (2021), de los cuales se han obtenido los metrados correspondientes. Para poder obtener la cantidad de CO<sub>2</sub>e de cada vivienda, se han tenido en cuenta todas las partidas que involucran la construcción. Luego, con los Factores de Emisión y los metrados de cada partida, se obtiene la HC. Finalmente, con una sumatoria simple, la HC total para cada tipo de vivienda analizada.

## Cálculos y resultados

La HC del proceso de producción de insumos, consiste en todas las emisiones de CO<sub>2</sub> equivalente que se producen durante el proceso de producción de cada insumo que interviene en la construcción, por lo cual, se hizo el análisis de dichos procesos, a fin de conocer sus HC parciales. Se tienen insumos, de los cuales no hace falta hacer tal análisis, dado que se toman de los inventarios de HC nacionales e internacionales mostrados en las Tablas 1 y 2.

Del mismo modo, la HC por el transporte de insumos, consiste en las emisiones de CO<sub>2</sub> equivalente que se producen durante el transporte de los insumos, desde su lugar de producción o explotación, hasta el lugar de la obra. Este transporte se realizó en distintos vehículos y distintas cantidades, sin embargo, por medio de factores de conversión, se calcula la HC por la unidad de medida de cada insumo.

Por su parte, la HC que se obtiene durante la ejecución de obra, consiste en las emisiones de CO<sub>2</sub>e por la mano de obra y equipos utilizados.

Los cálculos de la HC para cada vivienda se realizó con la ayuda del análisis de Montecarlo, toda vez que se tiene más

Tabla 1: Factor de emisión de insumos, primeras fuentes

Insumos	Unidad	Factor	Fuente
Cemento,	kg CO <sub>2</sub> /kg	0.629	1
Acero de refuerzo	kg CO <sub>2</sub> /kg	1.950	2
Cal	kg CO <sub>2</sub> /kg	0.750	3
Madera	kg CO <sub>2</sub> /kg	0.262	4
Ladrillo k.k.	kg CO <sub>2</sub> /kg	1.123	5
Agua suministrada	kg CO <sub>2</sub> /m <sup>3</sup>	0.149	6

1: UNACEM (2019), 2: Michell (2012), 3: IPCC (2021), 4: de Wolf *et al.* (2016), 5: Freire *et al.* (2016), 6: UK Government (2022)

de una fuente de información para el Factor de Emisión de algunos insumos por su proceso de producción. Este análisis, se realizó con 400 iteraciones, los cuales arrojaron cantidades de datos en un rango específico, de tal forma que se comportaba como la curva o campana de Gauss (ver Gráficos 1 y 3), de donde se tomó como resultado el valor más probable de Factor de Emisión para los insumos que se mencionan en las Tablas 1 y 2.

Tabla 2: Factor de emisión de insumos, segundas fuentes

Insumos	Unidad	Factor	Fuente
Cemento	kg CO <sub>2</sub> /t	510.57	1
Acero de Refuerzo	kg CO <sub>2</sub> /kg	1.623	2
Cal	kg CO <sub>2</sub> /kg	0.790	3
Madera	kg CO <sub>2</sub> /t	321.61	4

1: León-Velez y Guillén-Mena (2020), 2: Freire *et al.* (2016), 3: Rodríguez *et al.* (2020), 4: UK Government (2022)

De igual forma que los insumos, se tienen dos fuentes de información de los Factores de Emisión de los combustibles (ver Tabla 3 y 4).

Tabla 3: Factor de emisión de combustibles, primeras fuentes

Insumos	Unidad	Factor	Fuente
Energía Eléctrica	kg CO <sub>2</sub> /kWh	0.52144	1
GLP	kg CO <sub>2</sub> /kg	2.75	2
Diésel	kg CO <sub>2</sub> /gal	9.7	2
Gasolina	kg CO <sub>2</sub> /gal	7.9	2

1: Saavedra-Farfán (2020), 2: MEM (2020)

Tabla 4: Factor de emisión de combustibles, segunda fuente

Insumos	Unidad	Factor	Fuente
Energía Eléctrica	kg CO <sub>2</sub> /kWh	0.3	1
GLP	kg CO <sub>2</sub> /kg	3.015	1
Diésel	kg CO <sub>2</sub> /gal	2.61	1
Gasolina	kg CO <sub>2</sub> /gal	2.38	1

1: OCCC (2013)

Otros datos de entrada que se requieren en los cálculos de la HC son los rendimientos del consumo de combustible o energía por unidad específica, los cuales son mostrados en la Tabla 5.

Tabla 5: Rendimiento de combustible o energía

Insumo	Combustible que utiliza	Consumo	Unid.	Fuente
Mezcladora	Gasolina	2.7	l/hm	Ficha técnica mezclador de concreto - La casa Stihl
Vibrador de C°	Gasolina	1.5	l/hm	Ficha técnica vibrador de concreto - Promart
Cargador frontal	Diésel	2.0	gal/hm	Maestro de equipos - Concar
Chancadora (primaria, cónica, fijas)	Energía eléctrica	400	kWh	Toma de datos en campo - chancadora Acaray
Zaranda vibratoria	Energía eléctrica	100	kWh	Toma de datos en campo - chancadora Acaray
Trefiladora	Energía eléctrica	55	kWh	Jacom: Aliados estratégicos en máquinas
Cortadora	Energía eléctrica	5.5	kWh	HTK welding equipment manufacture Co

## Vivienda de adobe

Se presentan los resultados obtenidos de las emisiones de CO<sub>2</sub>e producidas durante la construcción de la vivienda de adobe (ver Tabla 6). La vivienda de adobe diseñada con las recomendaciones de la Norma E080 (2017), tiene un área construida de 82.84 m<sup>2</sup> y área útil de 57.29 m<sup>2</sup>.

En la Tabla 6 se presentan las emisiones de CO<sub>2</sub>e producidas por la producción y transporte de los insumos requeridos durante la construcción de la vivienda unifamiliar de adobe.

Respecto a la HC por producción de insumos, se tiene al cemento como insumo con la más alta HC incorporada, toda vez que su producción requiere de grandes equipos industriales que consumen elevadas cantidades de energía. La cal hidratada es otro insumo con elevada HC incorporada, por la misma razón que el cemento. Por su parte, en la HC por proceso de transporte de insumos, se tiene a la cal hidratada como el insumo con mayor valor de HC unitaria, dado que este insumo se considera producido en Puno, el cual es transportado por carretera hasta el lugar de la obra, 1387 km de recorrido.

La HC unitaria por proceso de ejecución de obra, se realizó por partidas y no por insumo, toda vez que, en este proceso, se evalúan los recursos utilizados (ver Tabla 7).

Tabla 6: Rendimiento de combustible o energía

Insumo	Unid.	Cant.	HC Prod., kgCO <sub>2</sub> /unid	HC Trans., kgCO <sub>2</sub> /unid
Alambre negro recocido N° 8	kg	26.531	0.045	4.393
Acero Corrugado $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	0.848	1.786	4.393
Clavos para madera con cabeza 3/4"	kg	4.982	0.074	4.393
Clavos	kg	15.676	0.074	4.393
Piedra mediana de 6"	kg	3.217	0.180	18.270
Piedra grande de 8"	m <sup>3</sup>	10.346	0.180	18.270
Arena fina	m <sup>3</sup>	4.881	0.361	20.880
Hormigón	m <sup>3</sup>	29.292	0.340	20.880
Tierra de chacra	m <sup>3</sup>	16.144	1.185	15.660
Cemento Portland Tipo I (42 kg)	bol	150.764	24.289	14.697
Cal hidratada bolsa 25 kg	bol	1.697	19.266	185.192
Adobe 0.4 x 0.2 x 0.1	unid	5948.00	0.023	0.047
Caña brava	m	1445.364	0.026	0.146
Caña chancada de 1"	m <sup>2</sup>	86.982	0.045	13.141
Madera tornillo inc. corte p/enconf	p2	134.120	0.301	2.542
Madera cedro	p2	108.931	0.562	4.743
Madera de eucalipto de 4"	m	7.100	6.463	54.500
Madera de 2" x 7"	m	56.200	1.508	12.716
Bisagra de hierro de 2"	par	15.000	0.000	4.393
Pintura latex supermate	gal	6.956	0.000	19.369
Imprimante	gal	22.607	0.000	21.232
Barniz marino	gal	1.300	0.000	12.680
Agua	m <sup>3</sup>	10.576	0.149	16.240

De la Tabla 7, las partidas de mayor valor de HC unitario por proceso de ejecución de obra, son las partidas de concreto, dado que usan mayor cantidad de recursos mano de obra, y, son las únicas partidas de esta obra, donde se utiliza equipo, la mezcladora de concreto. Con la ayuda de los resultados obtenidos en las Tablas 6 y 7, se calculó la HC total de cada proceso analizado (ver Tabla 8).

Tabla 7: HC por proceso de ejecución de obra

Actividades	Unid.	Cant.	HC Unit., kgCO <sub>2</sub> /unid
Limpieza de terreno manual	m <sup>2</sup>	82.84	0.33
Trazo y replanteo inicial	m <sup>2</sup>	84.84	0.110
Excavación manual de zanja para cimientos	m <sup>3</sup>	22.99	2.747
Acarreo de material excedente manual	m <sup>3</sup>	22.99	2.060
Concreto C:H = 1:10 + 30% P.G. para cimiento corrido	m <sup>3</sup>	22.99	6.344
Encofrado y desencofrado de sobrecimiento	m <sup>2</sup>	38.32	1.373
Concreto C:H = 1:8 + 25% P.M. para sobrecimiento	m <sup>3</sup>	7.66	4.266
Muros cabeza con adobe 0.4 x 0.2 m	m <sup>2</sup>	118.96	1.545
Dintel para vanos de eucalipto de 4"	m	7.10	0.412
Tarrajeo en muros de adobe	m <sup>2</sup>	162.69	2.472
Falso piso de 4" de concreto C:H = 1:10	m <sup>3</sup>	4.29	12.964
Pintura en muros interiores	m <sup>2</sup>	162.69	0.375
Pintura en muros exteriores	m <sup>2</sup>	11.21	0.375
Viga solera de madera de 2" x 7"	m	56.20	1.03
Caña chancada de e = 1"	m <sup>2</sup>	82.84	0.309
Torta de barro de e = 2"	m <sup>2</sup>	82.84	0.247
Puerta principal 1.0 x 2.2 m	unid	1.00	8.24
Puertas interiores	unid	4.00	8.24

Tabla 8: HC por cada proceso

Proceso	Unid.	Cant.
Producción de insumos	t CO <sub>2</sub>	4.1
Transporte de insumos	t CO <sub>2</sub>	8.4
Ejecución de obra	t CO <sub>2</sub>	1.2
Total: 13.7		

El Gráfico 1 muestra el histograma de los resultados obtenidos luego de realizar el cálculo de la HC bajo el análisis de Montecarlo para la construcción de la vivienda de adobe.

De la Tabla 8, se tiene que el transporte de insumos es el proceso de mayor impacto, representando el 61% de la HC

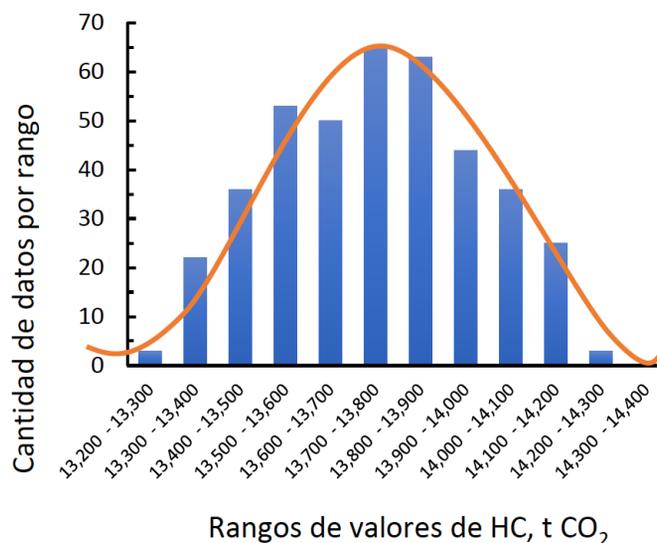


Gráfico 1: Histograma de resultados – HC vivienda de adobe

total (ver Gráfico 2). Del mismo modo, considerando la unidad funcional planteada, se puede decir que, por cada m<sup>2</sup> de construcción de vivienda unifamiliar de adobe, se emiten 166 kg CO<sub>2</sub>e.

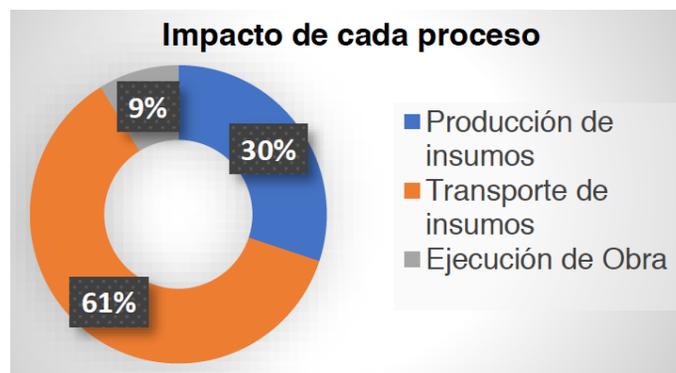


Gráfico 2: Impacto de HC de cada proceso en vivienda de adobe

### Vivienda de ladrillo

Se presentan los resultados obtenidos de las emisiones de CO<sub>2</sub>e producidas durante la construcción de la vivienda de ladrillo (ver Tabla 9). La vivienda de ladrillo diseñada con las recomendaciones de la Norma E070 (2021), tiene un área construida de 66.15 m<sup>2</sup> y área útil de 57.29 m<sup>2</sup>.

En la Tabla 9 se presentan las emisiones de CO<sub>2</sub>e producidas por la producción y transporte de los insumos requeridos durante la construcción de la vivienda unifamiliar de ladrillo de arcilla.

Tabla 9: Rendimiento de combustible o energía

Insumo	Unid.	Cant.	HC Prod., kgCO <sub>2</sub> /unid	HC Trans., kgCO <sub>2</sub> /unid
Alambre negro recocido N° 8	kg	20.38	0.045	4.388
Alambre negro recocido N° 16	kg	28.86	0.045	4.388
Acero Corrugado $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	1515.63	1.794	4.388
Clavos para madera con cabeza 3/4"	kg	25.04	0.074	4.388
Clavos para madera con cabeza 1/2"	kg	3.25	0.074	4.388
Piedra grande de 8"	m <sup>3</sup>	9.32	0.180	18.261
Piedra chancada de 1/2"	m <sup>3</sup>	10.99	4.694	52.175
Arena fina	m <sup>3</sup>	4.01	0.361	20.870
Arena gruesa	m <sup>3</sup>	13.20	0.279	52.175
Hormigón	m <sup>3</sup>	21.27	0.340	20.870
Cemento Portland Tipo I (42 kg)	bol	293.42	24.153	14.691
Cal Hidratada bolsa 25 kg	bol	1.32	19.263	185.021
Ladrillo k.k. 18 huecos 9 x 12.5 x 23 cm	unid	4614.39	3.144	0.682
Ladrillo p/techo de 15 x 30 x 30 cm	unid	452.19	8.759	1.920
Madera tornillo inc. corte p/enconf	p2	507.51	0.299	2.541
Madera cedro	p2	108.93	0.558	4.740
Bisagra de fierro de 2"	par	15.00	0.000	4.388
Pintura latex Supermate	gal	9.07	0.000	19.342
Imprimante	gal	29.47	0.000	21.202
Barniz marino	gal	1.30	0.000	12.662
Agua	m <sup>3</sup>	8.68	0.149	16.233

Respecto a la HC por producción de insumos, se tiene nuevamente al cemento, como insumo con la más alta HC incorporada, toda vez que su producción requiere de grandes equipos industriales que consumen elevadas cantidades de energía. El mismo escenario, sucede con la cal hidratada, ladrillos de arcilla y la piedra chancada de 1/2". Por su parte, en la HC por proceso de transporte de insumos, se tiene a la cal hidratada como el insumo con mayor valor de HC unitaria comentado en el caso anterior. Los agregados también tienen alta HC unitaria, debido a la distancia que existe desde la cantera al lugar de la

construcción. La HC unitaria por proceso de ejecución de obra, al igual que el caso anterior, se realizó por partidas y no por insumo, dado que se evalúan los recursos utilizados (ver Tabla 10).

Tabla 10: HC por proceso de ejecución de obra

Actividades	Unid.	Cant.	HC Unit., kgCO <sub>2</sub> /unid
Limpieza de terreno manual	m <sup>2</sup>	66.15	0.033
Trazo y replanteo inicial	m <sup>2</sup>	66.15	0.110
Excavación manual de zanja para cimientos	m <sup>3</sup>	20.71	3.433
Acarreo de material excedente manual	m <sup>3</sup>	26.92	2.060
Concreto C:H = 1:10 + 30% P.G. para cimiento corrido	m <sup>3</sup>	20.71	9.935
Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ en sobrecimiento	kg	145.13	0.055
Encofrado y desencofrado de sobrecimiento	m <sup>2</sup>	18.96	1.373
Concreto C:H = 1:8 + 25% P.M. para sobrecimiento	m <sup>3</sup>	1.78	12.258
Muros ladrillo k.k. de arcilla 18h (9 x 12.5 x 23 cm)	m <sup>2</sup>	118.32	1.301
Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ en columnas	kg	263.88	0.055
Encofrado y desencofrado de columnas	m <sup>2</sup>	24.92	1.648
Concreto $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$ en columnas	m <sup>3</sup>	2.31	15.742
Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ en vigas	kg	701.33	0.055
Encofrado y desencofrado de vigas	m <sup>2</sup>	28.07	1.831
Concreto $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ en vigas	m <sup>3</sup>	4.86	15.742
Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ en losa aligerada	kg	332.49	0.055
Encofrado y desencofrado de losa aligerada	m <sup>2</sup>	51.70	1.099
Ladrillo hueco de arcilla 15 x 30 x 30 cm	unid	430.66	0.021
Concreto $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ en losa aligerada	m <sup>3</sup>	4.56	12.593
Tarrajeo en muros	m <sup>2</sup>	174.98	1.030
Tarrajeo en cielo raso	m <sup>2</sup>	51.70	1.236
Contrapiso de 2" de concreto mezcla 1:5	m <sup>2</sup>	59.39	1.141
Piso de cemento pulido e=2" mezcla 1:4	m <sup>2</sup>	59.39	2.283
Pintura en muros	m <sup>2</sup>	174.98	0.375
Pintura en cielo raso	m <sup>2</sup>	51.70	0.375
Puerta principal de 1.0 x 2.2 m	unid	1.00	8.24
Puertas interiores	unid	4.00	8.24

De la Tabla 10, las partidas de mayor valor de HC unitario por proceso de ejecución de obra, son las partidas de concreto, dado que usan una mayor cantidad de recursos de mano de obra, y, son las únicas partidas de esta obra, donde se utilizan equipos, estos son: mezcladora y vibrador de concreto. Con la ayuda de los resultados obtenidos en las Tablas 9 y 10, se calculó la HC total de cada proceso analizado (ver Tabla 11).

Tabla 11: HC por cada proceso

Proceso	Unid.	Cant
Producción de insumos	t CO <sub>2</sub>	28.6
Transporte de insumos	t CO <sub>2</sub>	20.4
Ejecución de obra	t CO <sub>2</sub>	1.5
Total: 50.5		

El Gráfico 3, muestra el Histograma de los resultados obtenidos luego de realizar el cálculo de la Huella de Carbono bajo el análisis de Montecarlo para la construcción de la vivienda de ladrillo.

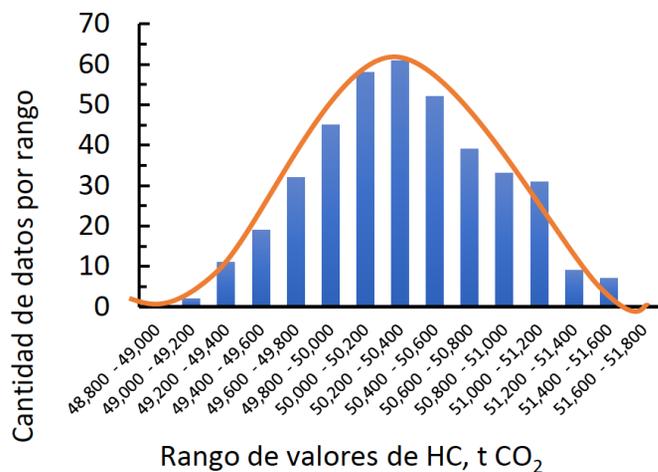


Gráfico 3: Histograma de resultados – HC vivienda de ladrillo

De la Tabla 11 se tiene que la producción de insumos es el proceso de mayor impacto, representando el 57% de la HC total (ver Gráfico 4). Del mismo modo, considerando la unidad funcional planteada, se puede decir que, por cada m<sup>2</sup> de construcción de vivienda unifamiliar de ladrillo, se emiten 761 kg CO<sub>2</sub>e.

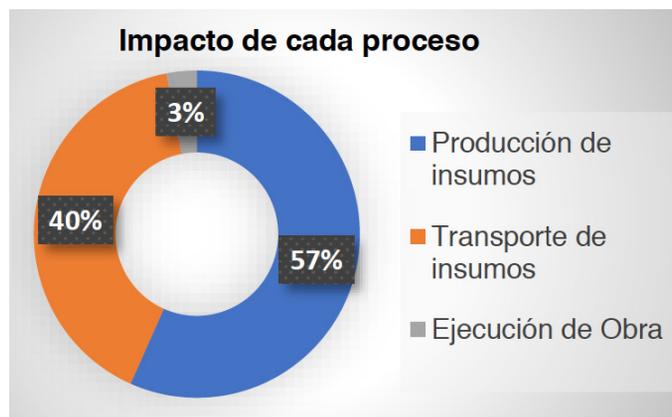


Gráfico 4: Impacto de HC de cada proceso en vivienda de ladrillo

### Análisis comparativo

En la construcción de 82.84 m<sup>2</sup> de vivienda de adobe, se emite 13.7 t CO<sub>2</sub>e. Del mismo modo, en la construcción de 66.15 m<sup>2</sup> de vivienda de ladrillo, se emite 50.5 t CO<sub>2</sub>e. Usando la unidad funcional establecida, a fin de comparar sus emisiones globales, se tiene que, para la vivienda de adobe, se emiten 166 kgCO<sub>2</sub> por cada m<sup>2</sup> de área construida, mientras que, para la vivienda de ladrillo, 761 kgCO<sub>2</sub>.

El análisis comparativo se hizo dadas las dos formas de cálculo que se ha utilizado, la Huella de Carbono global y por especialidades. La primera forma, consiste en el cálculo por los tres aspectos analizados, producción de insumo transporte y ejecución de obra. La segunda forma, es el cálculo por especialidades involucradas en el proceso de construcción de una vivienda, esto es, obras preliminares, estructuras y arquitectura. Del primer análisis por procesos, se muestra el resumen de los resultados en un cuadro comparativo en la Tabla 12. Esta es la mejor y más entendible manera de comparar los resultados, puesto que se analizaron bajo los 3 aspectos principales y correctamente diferenciados.

Tabla 12: Comparativo de HC por procesos (t CO<sub>2</sub>)

Insumos	Producción de insumos	Transporte de insumos	Ejecución de obra
Vivienda de Adobe	4.1	8.4	1.2
Vivienda de Ladrillo	28.6	20.4	1.5

De la Tabla 12, la HC para la vivienda de adobe es muy superior para el caso de producción y transporte de

insumos, sin embargo, para el proceso de ejecución de obra, lo es ligeramente. La vivienda de adobe es elaborada con materiales artesanales de baja HC incorporada, mientras que, la vivienda de ladrillo, son todos materiales obtenidos mediante un proceso industrial con alta HC incorporada, además de la cantidad de materiales. Para el caso del proceso de ejecución de obra, la ligera diferencia es debido a que se considera únicamente la mano de obra y dos equipos (mezclador y vibrador de concreto).

Del segundo análisis por especialidades, se muestra el resumen de los resultados en un cuadro comparativo en la Tabla 13. Esta es una manera de ver el análisis, enfocándonos a la parte de los trabajos preliminares, la estructura misma y finalmente el impacto de los acabados en términos de HC.

Tabla 13: Comparativo de HC por especialidades, t CO<sub>2</sub>

Insumos	Obras preliminares	Estructuras	Arquitectura
Vivienda de Adobe	0.36	7.44	5.94
Vivienda de Ladrillo	0.28	44.38	5.67

De la Tabla 13, las Huellas de Carbono en las obras preliminares y arquitectura, son casi equivalentes, debido a las actividades comunes en tales especialidades para ambas viviendas. Para el caso de la especialidad de estructuras, la diferencia es alta, esto, está justificado en los elementos no comunes de concreto armado para la vivienda de ladrillo, tales como vigas y losa aligerada. En estos, se concentra elevada cantidad de cemento y acero, dos insumos con elevada HC incorporada, por tanto, las actividades que los contienen serán también de alto valor de HC. Otro factor, es el uso del ladrillo de arcilla, al ser industrial, a diferencia del adobe que es artesanal, tiene alto valor de HC incorporada.

## Conclusiones

Las viviendas de adobe y ladrillo diseñadas tienen un factor común, el área efectiva o área aprovechable. Por tal motivo, el área construida es distinta, siendo mayor en la vivienda de adobe por el mayor ancho de los muros. En la construcción de la vivienda unifamiliar de adobe diseñada, se tiene una emisión total de 13.7 ton de CO<sub>2</sub>e. Teniendo en cuenta la unidad funcional, se obtuvo que, por cada m<sup>2</sup> de área construida, se emiten 166 kg CO<sub>2</sub>e.

La Huella de Carbono total, se calculó por medio del análisis de tres procesos de la construcción, estos son: producción de insumos, transporte de insumos y ejecución de obra, en los que se obtuvo 4.1, 8.4 y 1.2 ton de CO<sub>2</sub>e, respectivamente. En la construcción de la vivienda unifamiliar de ladrillo diseñada, se tiene una emisión total de 50.5 ton de CO<sub>2</sub>e. Teniendo en cuenta la unidad funcional, se obtuvo que, por cada m<sup>2</sup> de área construida, se emiten 761 kg CO<sub>2</sub>e. La HC de los procesos de producción de insumos, transporte de insumos y ejecución de obra en la construcción de la vivienda de ladrillo son 28.6, 20.4 y 1.5 ton de CO<sub>2</sub>e, respectivamente.

Los insumos de mayor HC unitaria para el proceso de producción son el cemento y la cal hidratada, debido al proceso industrial que se requiere para su producción, donde se utilizan equipos que consumen grandes cantidades de energía. Los insumos de mayor HC unitaria para el proceso de transporte son la cal hidratada y los agregados. Respecto a la cal, se considera que el insumo es traído desde Puno, haciendo un recorrido de 1387 km, mientras que, los agregados, es producto de la distancia desde la cantera más cercana, al lugar de la construcción, siendo la distancia 4 km.

Respecto a la HC por proceso de ejecución de obra, los mayores valores se concentran en las partidas de concreto, esto, debido a dos factores: los metrados de las partidas y el hecho que son las partidas donde se utilizan los mayores recursos de mano de obra, adicional a ello, son las únicas partidas de las construcciones analizadas, donde se hace uso de dos equipos, mezcladora y vibrador de concreto. De los resultados obtenidos, se tiene a la vivienda de adobe, como la vivienda más sostenible. Su baja HC incorporada, es debido a los insumos artesanales que intervienen y la baja cantidad de recursos que se requieren para su construcción.

## Recomendaciones

Hacer extensivo el análisis de la HC para cada vivienda, incorporando un cuarto proceso, el mantenimiento que se requiere para conservar las viviendas en buen estado durante su vida útil. Se ha trabajado con Factores de Emisión (FE) de inventarios nacionales e internacionales, los cuales son información bibliográfica, condicionados al país de procedencia. El Perú, debería tener un banco de información de FE para que este cálculo tenga mayor

representación en el contexto local. Utilizar los datos encontrados, para calcular la HC de viviendas de otro tipo de unidad de albañilería, pudiendo ser, bloques de concreto. En su defecto, viviendas de madera u otra construcción. Reducir la HC a través de insumos alternativos con baja HC de producción o transporte, además de considerar los materiales reciclados. El cemento puzolánico, requiere menor quema de combustibles fósiles para su producción. El acero reciclado o acero de alta resistencia y baja aleación pueden ser utilizados siempre que se cumplan con los requerimientos para los elementos que lo contienen. Del mismo modo, se recomienda reducir distancias de transporte y usar vehículos de menor consumo de combustible.

## Referencias

- Aleksanin, A. (2019). Development of construction waste management. *XXII International Scientific Conference on Construction for the Formation of Living Environment FORM2019*, E3S Web of Conferences 97, 06040
- Badilla, P., Elizondo, J.A., Fernández, T., Méndez, J., Mora F. y Quesada, M. (2015). CO<sub>2</sub>e: *Cálculo de huella de carbono para materiales de construcción en Costa Rica*. Seminario de graduación de Arquitectura, Universidad de Costa Rica, San José de Costa Rica
- Balderas, H. y Arista, G.J. (2019). Análisis comparativos del ciclo de vida en procesos e insumos para construcción y vivienda. *Seminario Internacional Hábitat Accesible*, Universidad Autónoma de San Luis de Potosí, México
- de Wolf, C., Yang, F., Cox, D., Charlson, A., Hattan, A.S. and Ochsendorf, J. (2016). Material quantities and embodied carbon dioxide in structures. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Engineering Sustainability* 169(4), 150-161
- Freire, A., Muñoz, J. y Marrero, M. (2016). Incorporación de huella de carbono y huella ecológica en las bases de costes de construcción. Estudio de caso de un proyecto de urbanización en Écija, España. *Hábitat Sustentable* 6(1), 7-17
- Ghaffar, S.H., Burman, M. and Braimah, N. (2020). Pathways to circular construction: an integrated management of construction and demolition waste for resource recovery. *Journal of Cleaner Production* 244, 118710
- IPCC (2014). Cambio climático 2014. Informe de síntesis. Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático, R.K. Pachauri y L.A. Meyer (eds.), Ginebra, Suiza
- IPCC (2021). Directrices del IPCC de 2006 para los inventarios nacionales de gases de efecto invernadero. Vol.3, Procesos industriales y uso de productos. Intergovernmental Panel on Climate Change IPCC, Ginebra, Suiza
- ISO 14040 (2006). Gestión ambiental — Análisis del ciclo de vida — Principios y marco de referencia. Ginebra, Suiza
- León-Velez, A. y Guillén-Mena, V. (2020). Energía contenida y emisiones de CO<sub>2</sub> en el proceso de fabricación del cemento en Ecuador. *Ambiente Construido* 20(3), 611-625
- MAATE (2021). Norma técnica alcance a producto del programa Ecuador Carbono Cero. Ministerio del Ambiente, Agua y Transición Ecológica MAATE, Quito, Ecuador
- MEM (2020). Uso eficiente de la energía. Guía metodológica para docentes del nivel inicial y primaria. Presentación Ministerio de Energía y Minas, Dirección General de Eficiencia Energética, Perú.
- Mercader, M.P., Ramírez de Arellano, A. y Olivares, M. (2012). Modelo de cuantificación de las emisiones de CO<sub>2</sub> producidas en edificación derivadas de los recursos materiales consumidos en su ejecución. *Informes de la Construcción* 64 (527), 401-414
- Michell Torres, H. (2012). Perfil ambiental del acero. Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia



# Uso de la cáscara de nuez en la fabricación de aglomerados

Use of walnut shell in the production of particleboards

Fecha de entrega: 5 de julio 2023

Fecha de aceptación: 2 de noviembre 2023

Amin Nazer<sup>1,2</sup> y Cynthia Acosta<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Departamento de Construcción, Universidad de Atacama, Av. Copayapu 485, Copiapó, Chile, amin.nazer@uda.cl, cynthiacost.r@gmail.com

<sup>2</sup>Centro Regional de Investigación y Desarrollo Sustentable de Atacama CRIDESAT, Universidad de Atacama, Avenida Copayapu 485, Copiapó, Chile

*El aumento global en la producción de nueces ha generado una cantidad significativa de residuos, que normalmente terminan en vertederos y causan impactos ambientales adversos. Estos residuos ocupan grandes extensiones de terreno y contaminan el suelo a través de procesos de descomposición. Chile, conocido por ser un importante productor de nueces, especialmente de la variedad Chandler, posee un valioso recurso en forma de cáscaras de nuez. Estas cáscaras pueden utilizarse como materia prima en la fabricación de innovadores materiales de construcción. Este artículo se enfoca en determinar las propiedades de absorción, hinchamiento, densidad, resistencia a la flexión y resistencia a la compresión de muestras prismáticas fabricadas con cáscaras de nuez Chandler. Estas muestras se unieron utilizando dos tipos de adhesivos PVAc: uno comúnmente utilizado para uniones de madera y otro diseñado específicamente para resistir la humedad. Los resultados demuestran la viabilidad de este material aglomerado, mostrando su estabilidad y capacidad para resistir esfuerzos moderados.*

*Palabras clave: cáscara de nuez, residuo, aglomerado, construcción, caracterización*

*The global increase in walnut production has resulted in significant waste generation, typically ending up in landfills and causing adverse environmental impacts. The waste occupies large land areas and contaminates the soil through decomposition processes. Chile, known for being a major producer of walnuts, particularly the Chandler variety, possesses a valuable waste resource in the form of walnut shells. These shells can be utilized as raw material in the manufacturing of innovative construction materials. This article focuses on determining the absorption, swelling, density, flexural strength, and compressive strength properties of prismatic samples made from Chandler walnut shells. These samples were bonded using two types of PVAc adhesives: one commonly used for wood joints, and another specifically designed for moisture resistance. The results demonstrate the viability of this particleboard, showcasing its stability and ability to withstand moderate stress.*

*Keywords: Walnut shell, waste, particleboard, construction, characterization.*

## Introducción

El aumento de la producción agroindustrial a nivel global ha generado una mayor cantidad de residuos, los cuales normalmente son enviados a vertederos. Los residuos orgánicos, incluyendo el desperdicio alimentario, representan el 44% de la generación mundial de desechos sólidos (Kaza *et al.*, 2018). La acumulación de estos residuos en los vertederos causa impactos negativos en el medio ambiente, ya que ocupan grandes extensiones de terreno y pueden contaminar el suelo debido a los procesos de descomposición. Por otra parte, tanto investigadores como

empresarios han hecho esfuerzos para utilizar los residuos agrícolas como materia prima en el desarrollo de nuevos productos con valor agregado. El aserrín (Abdulkareem *et al.*, 2017), el orujo de oliva (Frag *et al.*, 2020), la cascarilla de arroz (Batteggazzore *et al.*, 2017), el bagazo de caña de azúcar (Brito *et al.*, 2020), las partículas de bambú (Gauss *et al.*, 2019), la cáscara de naranja (Mehmet Tasdemir *et al.*, 2019) y la cáscara de nuez (Barbu *et al.*, 2020; Parodi Miranda, 2018; Pirayesh *et al.*, 2012, 2013), entre otros residuos orgánicos, se consideran fuentes alternativas para sustituir total o parcialmente la madera en la fabricación de tableros de partículas utilizados en la construcción.



La cáscara de nuez (CN) es un residuo orgánico que puede ser utilizado como un abundante recurso en la fabricación de materiales alternativos. La CN se emplea como biomasa, en el pulido de metales mediante chorro abrasivo, en el relleno de caminos y como fertilizante para el suelo, entre otros usos. La nuez, uno de los productos agrícolas más antiguos, fue descubierta en el año 2000 a.C. en Iraq (Hilal *et al.*, 2020), y su composición incluye un 0.6% de extractos, un 30.1% de lignina y un 49.7% de polisacáridos (Queirós *et al.*, 2020). En la Figura 1 se presenta la producción de nuez durante el período comprendido entre 2010 y 2018. En ella, se puede apreciar un aumento tanto a nivel mundial como en Chile. En 2018, la producción global de nuez alcanzó las 3.66 millones de toneladas, mientras que en Chile se produjeron alrededor de 84 mil toneladas (FAO, 2020). La producción de nuez en Chile ha experimentado un crecimiento sostenido a lo largo del tiempo, pasando de 32 mil toneladas en 2010 a 84 mil toneladas en 2018, lo que representa un incremento de aproximadamente 162.5%. Se proyecta que la producción nacional de nuez continúe aumentando, alcanzando una cantidad estimada de 200 mil toneladas para el año 2025 (Velasco, 2018). Actualmente, las variedades más cultivadas en Chile son *Chandler* (72%), *Serr* (24%) y otras variedades (4%) (Velasco, 2018).

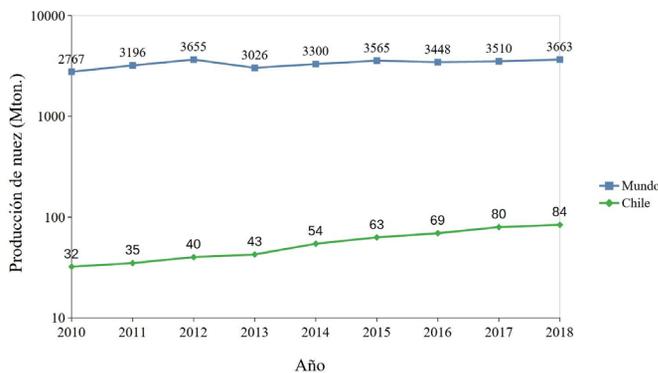


Figura 1: Producción de nuez en el periodo 2010-2018 (en miles de toneladas)

Durante el procesamiento de la nuez, se separa la parte comestible de la CN. Se estima que aproximadamente el 67% del peso total de la nuez corresponde a la CN (Martínez *et al.*, 2003). Durante el período 2010-2018, se generaron alrededor de 20 millones de toneladas de CN en todo el mundo, con la producción chilena aportando

aproximadamente 335 mil toneladas en ese mismo período. Por otro lado, la creciente demanda de tableros de partículas en el sector de la construcción plantea la necesidad de encontrar nuevas materias primas que sustituyan total o parcialmente a estas partículas, disminuyendo la presión sobre los recursos forestales. En 2018, la producción mundial de tableros de partículas alcanzó 245 millones de m<sup>3</sup>, lo que representa un aumento del 105% y 326% en comparación con los años 1980 y 2000, respectivamente (FAO, 2019). La Figura 2 muestra la producción mundial y chilena de tableros de partículas durante el período 2010-2019 (FAO, 2019).

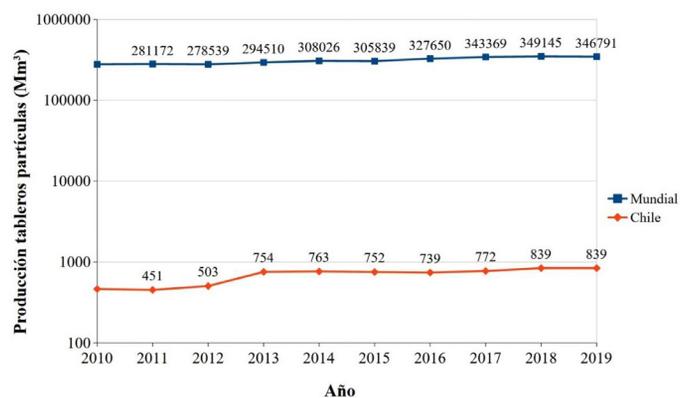


Figura 2: Producción anual de tableros de partículas en el periodo 2010-2019 (en miles de m<sup>3</sup>)

La fabricación de tableros o placas de partículas aglomeradas que contienen residuos agrícolas ofrece diversas ventajas. Desde una perspectiva de sostenibilidad, el uso de estos residuos contribuye a reducir la presión sobre los productos forestales, valoriza subproductos, crea nuevas oportunidades de negocio, disminuye los volúmenes de residuos en los vertederos y reduce la contaminación y el uso del suelo, entre otros beneficios.

Por otro lado, desde el punto de vista del producto en sí, estos tableros presentan buenas propiedades mecánicas y físicas, son biodegradables, impermeables y cuentan con propiedades ignífugas. Además, su producción es de bajo costo, lo que los convierte en un producto competitivo en el mercado (Mehmet Tasdemir *et al.*, 2019). Se utilizan varios aglutinantes poliméricos en las uniones de madera, como la urea-formaldehído, fenol-formaldehído, melamina-urea-formaldehído, polietileno y poliacetato de vinilo. Las resinas de urea-formaldehído son las más utilizadas



por la industria (Warcok, 2007) debido a su bajo precio y sus características funcionales (Kowaluk y Fuczek, 2009). La elección del aglutinante adecuado dependerá de las especificaciones requeridas para el producto final. Se estima que los aglutinantes convencionales representan entre el 30% y el 50% del costo total (Solt *et al.*, 2019).

Sin embargo, en la elaboración de placas de partículas normalmente se utilizan adhesivos que contienen formaldehído. Este material se considera un carcinógeno (European Chemicals Agency, 2018), ya que emite gases tóxicos que afectan la calidad del aire interior y pueden ser perjudiciales para la salud humana. Para evitar estos efectos nocivos, se sugiere el uso de sustancias libres de formaldehído, como aldehídos, isocianatos, adhesivos basados en azúcar, epiclorigidrina, polímeros reactivos derivados de la industria del papel, resinas epóxicas y poliácidos (Solt *et al.*, 2019).

Por otro lado, se considera otro grupo de adhesivos “renovables” que incluyen monómeros a base de amino, compuestos vegetales fenólicos, proteínas, aceites vegetales y carbohidratos. Sin embargo, se debe realizar un estudio exhaustivo debido a que estos productos pueden generar otras emisiones peligrosas (Solt *et al.*, 2019).

Una forma de minimizar el efecto dañino de los gases de formaldehído es capturarlos utilizando cáscaras lignocelulósicas, como la CN, cacahuete o semillas de girasol (Stefanowski *et al.*, 2017). Estos residuos pueden integrarse de manera sencilla en el proceso de producción de tableros de partículas, en el cual se utilizan con menor frecuencia resinas acrílicas y adhesivos basados en acetato de polivinilo (PVAc). El PVAc es un material libre de formaldehído y tiene un costo menor en comparación con otros aglutinantes sin formaldehído. Este tipo de adhesivo se encuentra presente en varios productos comerciales, especialmente en la conocida cola blanca utilizada para unir madera, papeles y cartones. Es fácilmente accesible en el mercado y puede ser utilizado como aglutinante en paneles de partículas de madera u otros residuos.

A diferencia del formaldehído, el PVAc se endurece a temperatura ambiente y no requiere prensado en caliente. Después de su aplicación, el agua se desplaza y las partículas dispersas se fusionan para formar una película resistente (Frihart, 2012).

Un estudio realizado por Kowaluk y Fuczek (2009) analizó el comportamiento mecánico de tableros de partículas de madera unidos con PVAc, comparándolos con tableros de partículas unidos con urea-formaldehído. Los resultados indicaron que la resistencia a la flexión y la fuerza de unión interna de los tableros fabricados con PVAc eran inferiores a los tableros producidos con urea-formaldehído, probablemente debido a las variaciones en la viscosidad durante el fraguado del PVAc.

La literatura científica existente acerca del uso de CN en la producción de aglomerados es escasa. Parodi Miranda (2018) elaboró probetas de un aglomerado utilizando cáscara de nuez de la variedad *Juglans regia* y PVAc como aglutinante, en una proporción de CN/PVAc de 0.6/0.4. Los resultados mostraron que el aglomerado presentaba un buen comportamiento térmico, pero mostraba una resistencia mecánica baja y tendía a desgranarse cuando estaba sumergido en agua. Sin embargo, se destacó que este material era de bajo costo y respetuoso con el medio ambiente.

El objetivo de este estudio fue evaluar algunas propiedades físicas y mecánicas de muestras prismáticas fabricadas con CN de la variedad *Chandler* como materia prima, unidas con dos tipos de adhesivos PVAc. Se buscó determinar la absorción, hinchamiento, densidad, resistencia a la flexión y resistencia a la compresión de estos materiales con el fin de demostrar su viabilidad como alternativa innovadora en la fabricación de materiales de construcción.

## Materiales Cáscara de nuez (CN)

En el estudio se empleó CN de la variedad *Chandler*, que es un residuo proveniente de nueces cultivadas en la localidad de Conay, Comuna Alto del Carmen, en la Región de Atacama, Chile. Esta variedad es ampliamente cultivada en el país y se encuentra presente entre las regiones de Atacama y La Araucanía. La CN *Chandler* tiene un endocarpio ligeramente acanalado, un grano que varía de color claro a oscuro, y una textura dura debido a su lignificación. Aproximadamente, la CN de la variedad *Chandler* representa el 51% del peso total del fruto (Portalfrutícola, 2017).

Las muestras de CN se recolectaron y se colocaron en bolsas



para su posterior caracterización y uso en la fabricación de los aglomerados. Las muestras se deshidrataron en un horno eléctrico a una temperatura de  $80^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$  hasta alcanzar un peso constante. La Figura 3 muestra el aspecto del material original antes de su trituración.



Figura 3: Muestra de cáscara de nuez antes de su trituración

## Adhesivos

Para la unión de las partículas trituradas de CN, se utilizaron dos tipos diferentes de adhesivos aglomerantes:

- Adhesivo de tipo cola para madera con contenido de acetato de polivinilo (A1). Este producto se obtiene a través de la polimerización del acetato de vinilo, un compuesto orgánico derivado del petróleo. Está formulado en base a homopolímeros.
- Adhesivo acuoso de tipo cola resistente a la humedad (A2), obtenido mediante la polimerización del acetato de vinilo. También es un compuesto orgánico derivado del petróleo y forma el acetato de polivinilo (PVAc). En este caso, el adhesivo está formulado en base a copolímeros.

En la Tabla 1 se muestra la especificación general de los adhesivos utilizados en la fabricación de las muestras de aglomerados del estudio.

Tabla 1: Especificación de los adhesivos utilizados en el estudio.

Adhesivo	Densidad, $\text{g}/\text{cm}^3$	Viscosidad, $\text{mPa}\cdot\text{s}$	Contenido de sólidos, %	Rendimiento*, $\text{m}^2/\text{kg}$
A1	1.1	50000 - 70000	41	4 - 5
A2	1.0	6000 - 8000	45 - 49	6 - 7

\* Para espesores de 0.2 mm

## Desmoldante

Se utilizó un producto comercial que contiene aceites especiales y aditivos para facilitar el desmoldeo de las muestras de ensayo fabricadas.

## Agua destilada

En los ensayos de absorción e hinchamiento de las muestras se empleó agua destilada.

## Metodología

La muestra de CN seca se homogeneizó utilizando cuarteadores tipo rifle con diferentes aberturas. A continuación, la muestra se trituró en una máquina picadora semi-industrial modelo Cutter Talsa K15e, que tiene una capacidad de 15 litros y un motor con 2 posiciones de corte, a velocidades de 148.7 rad/s y 259.7 rad/s. El cabezal desmontable de 3 cuchillas de acero templado de alta resistencia permitió una trituración óptima del material a una velocidad de 148.7 rad/s. En las Figuras 4a y 4b se puede observar la máquina picadora utilizada y la cáscara de nuez triturada, respectivamente.



Figura 4: a) Máquina picadora y b) cáscara de nuez triturada

Se prepararon 4 muestras de 2500 g de CN, y cada una de ellas se trituró durante un tiempo definido de 3, 5 y 7 min. La clasificación de las partículas se realizó mediante tamizado utilizando un equipo automático Ro-Tap, modelo RX-29-10. En la Figura 5 se presentan las curvas granulométricas de la CN para los diferentes tiempos de trituración, donde 0 min corresponde al material original sin triturar.

De acuerdo con las curvas granulométricas obtenidas en la Figura 5, se determinó que la muestra triturada durante 5 min presenta una mejor distribución de tamaño de partículas que las demás muestras, abarcando una mayor



gama de tamaños. Siguiendo este criterio, la totalidad de la muestra de CN requerida para el estudio se trituró durante 5 min, seleccionando tamaños entre 2.36 mm y 0.425 mm. La Tabla 2 muestra la nomenclatura y la dosificación en peso utilizadas para fabricar las probetas. Para todas las muestras se consideró una masa adicional de 30%, con el propósito de cubrir el volumen del molde tras el prensado inicial de las probetas. En total, se fabricaron probetas en triplicado para ensayos de compresión y flexión, mientras que, para los ensayos de absorción e hinchamiento, fue por cuadruplicado.

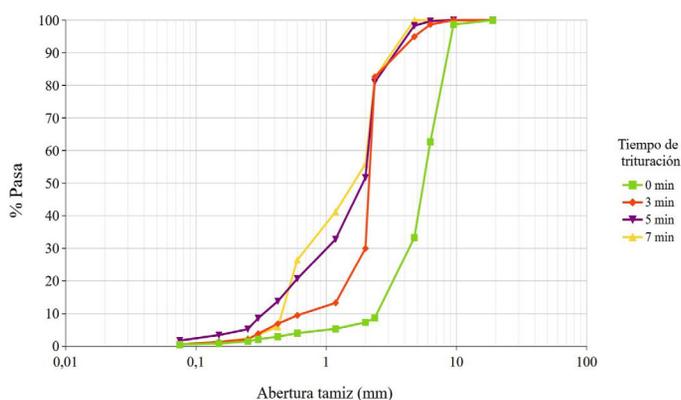


Figura 5: Distribución de tamaño de partículas de cáscara de nuez a diferentes tiempos de trituración

La nomenclatura utilizada, como CN70, CN65 y CN60, representa la proporción en peso de la CN en las muestras, que es del 70%, 65% y 60%, respectivamente. Por otro lado, A1 y A2 son los dos tipos de adhesivos empleados para completar el 100% restante en cada muestra.

Tabla 2: Dosificaciones utilizadas en los aglomerados, en gramos.

Material	CN70-A1	CN65-A1	CN60-A1	CN70-A2	CN65-A2	CN60-A2
CN	162.9	151.3	139.6	162.9	151.3	139.6
A1	69.8	81.4	93.1	---	---	---
A2	---	---	---	69.8	81.4	93.1
Total	232.7	232.7	232.7	232.7	232.7	232.7

La mezcla de CN y adhesivo se homogeneizó manualmente durante 3 min para lograr una consistencia uniforme. Luego, se depositó la mezcla en tres capas dentro de un molde metálico, asegurándose de llenar todo el volumen intentando disminuir los huecos en cada capa vertida. Se

utilizaron moldes RILEM con tres compartimentos de dimensiones 40 mm x 40 mm x 160 mm cada uno. Con el fin de facilitar el desmoldeo posterior de las probetas, se aplicó un agente desmoldante en el interior de los compartimentos. Para aumentar la densidad, se aplicó una carga de 31 kg sobre la pasta fresca de CN/adhesivo mediante una placa metálica. Finalmente, se niveló la superficie con una espátula recta y se cubrieron las muestras con una lámina de polietileno con agente desmoldante.

Después de un período de curado de 24 horas a temperatura ambiente, se registró la masa de las muestras y se llevaron al horno a una temperatura de 80°C ± 5°C para su secado final. Estas muestras se sometieron a ensayos de absorción, hinchamiento y determinación de densidad de acuerdo con la norma ASTM D1037 (1999). La resistencia a la flexión y a la compresión se determinó utilizando una prensa AUTOMAX *Super-Automatic compression flexural*, con rangos de carga entre 0.75 kN y 300 kN. El ensayo de flexión se realizó a una velocidad de carga de 5 ± 1 kg/s, mientras que la compresión se llevó a cabo a una velocidad de carga de 15 kg/cm<sup>2</sup>/s. En la Figura 6 se pueden observar algunas muestras preparadas para los ensayos.



Figura 6: Muestras de aglomerados de CN

## Resultados y discusión

En la Tabla 3 se presentan los promedios de variación de la masa seca en el horno de las muestras de aglomerado, respecto de la masa fresca (en %). Además, se muestran los promedios de las densidades secas, absorción e hinchamiento de las muestras. Se puede observar que la variación de masa aumenta con el aumento del adhesivo en todos los casos estudiados. Las densidades de las muestras aglomeradas fluctúan en el rango 700 kg/m<sup>3</sup> y 738 kg/m<sup>3</sup>.



Tabla 3: Promedio de variación de la masa, densidad, absorción e hinchamiento de las muestras.

Muestra	CN70-A1	CN65-A1	CN60-A1	CN70-A2	CN65-A2	CN60-A2
Variación masa, %	-28.8 ± 4.1	-33.2 ± 1.3	-36.6 ± 2.9	-24.8 ± 6.1	-29.6 ± 7.2	-33.2 ± 10.4
Densidad, kg/m <sup>3</sup>	727.0 ± 3.5	700.1 ± 3.6	733.2 ± 5.8	737.8 ± 5.2	733.4 ± 8.5	714.7 ± 6.3
Absorción (%)	27.8 ± 3.4	26.2 ± 4.4	15.0 ± 2.9	40.1 ± 6.7	40.4 ± 6.7	44.6 ± 3.8
Hinchamiento (%)	3.8 ± 0.5	3.7 ± 0.7	2.0 ± 0.8	5.3 ± 1.3	4.2 ± 1.8	5.3 ± 0.2

Por otro lado, se observó una mayor absorción e hinchamiento en las muestras que contenían el adhesivo A2 en comparación con las muestras que contenían el adhesivo A1. Sin embargo, todas las probetas fabricadas mantuvieron su integridad sin desintegrarse durante el ensayo de absorción e hinchamiento en agua.

En la Figura 7 se puede apreciar que, tanto en el ensayo de resistencia a la flexión como en el ensayo a la compresión, la muestra presentó un plano de falla levemente inclinado, limpio y sin detritos, asumiendo que la ruptura se produjo en la zona de actuación del aglomerante.

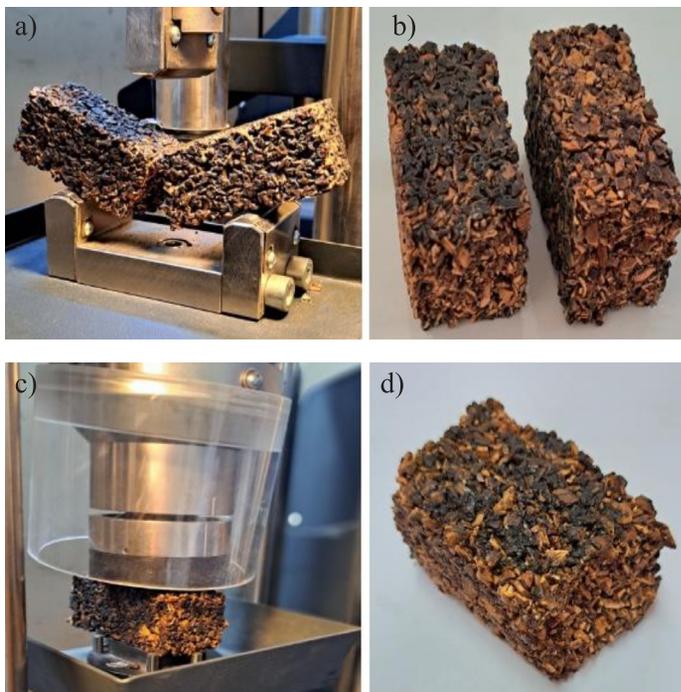


Figura 7: a) y b) Muestra ensayada a la flexión y c) y d) muestra ensayada a la compresión

En la Figura 8 se muestran los resultados de los ensayos de flexión. Se observó que las muestras CN65-A2 y CN60-A2 presentaron mejores resultados en cuanto a resistencia en comparación con la muestra CN70-A2.

Por otro lado, las muestras con el adhesivo A1 mostraron un comportamiento resistente similar entre sí. Estos resultados son consistentes con los obtenidos por Gürü *et al.* (2008), quienes utilizaron CN con un tamaño medio de partícula de 0.12 mm aglomerada con urea-formaldehído y obtuvieron una resistencia a la flexión de 3.8 MPa, siendo este el mejor resultado obtenido en sus muestras. La muestra CN65-A2 obtuvo una resistencia a la flexión de 6.3 MPa, lo que supera el valor máximo de 5.6 MPa reportado por Kowaluk y Fuczek (2009) para tableros de partículas de madera de 3 capas unidos con PVAc.

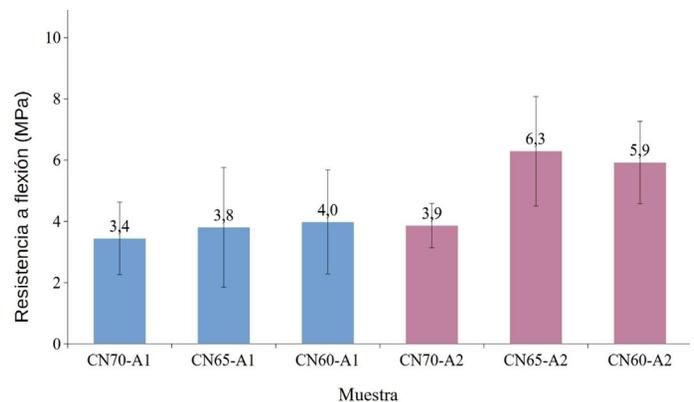


Figura 8: Resistencia a la flexión de aglomerados de CN.

En la Figura 9 se muestran los resultados de los ensayos de compresión realizados en las muestras de aglomerado. En contraste con los resultados obtenidos en la resistencia a la flexión, se observó que las muestras fabricadas con el adhesivo A1 mostraron mejores resultados en comparación con las muestras que utilizaron el adhesivo A2. Esto indica que la reducción en la proporción de CN tiene un efecto positivo en el aumento de la resistencia de las muestras aglomeradas con el adhesivo A1.

Además, los resultados podrían ser más prometedores si se realizara un tratamiento alcalino en la CN antes de su triturado. Varios estudios respaldan esta idea (Orue *et al.*,



2020; Shah *et al.*, 2018; Trischler y Sandberg, 2014), y reportan que la presencia de cera natural en la CN dificulta el contacto con el adhesivo, lo cual afecta la resistencia final de las muestras.

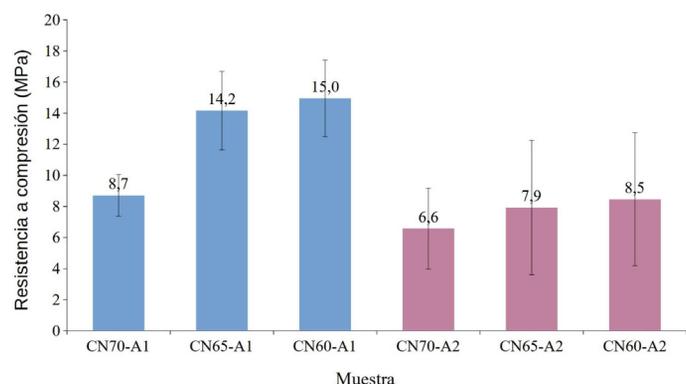


Figura 9: Resistencia a la compresión de aglomerados de CN

## Conclusiones

En conclusión, se fabricaron muestras prismáticas utilizando CN y dos tipos de colas PVAc, y se evaluaron diversas propiedades como absorción, hinchamiento, densidad, resistencia a la flexión y a la compresión. Se observó que las muestras aglomeradas con adhesivo A1 presentaron un mejor desempeño en términos de absorción, hinchamiento y resistencia a la compresión en comparación con las muestras fabricadas con el adhesivo A2, mientras que las muestras aglomeradas con el adhesivo A2 mostraron un mejor comportamiento en cuanto a la resistencia a la flexión. Otros estudios han informado de resultados de flexión comparables en tableros de partículas de CN o inferiores en el caso de tableros que incorporan partículas de madera, en contraste con los resultados presentados en este artículo. Es importante destacar que el incremento en la producción de nueces ha generado un aumento en la disponibilidad de CN, y una forma ambientalmente amigable de utilizar este recurso es a través de la fabricación de nuevos materiales para la construcción. Esta práctica permite valorizar un residuo y reducir la cantidad de CN que termina en vertederos, contribuyendo así a la disminución de los impactos ambientales asociados.

Estos resultados destacan las posibilidades de aprovechamiento de la CN como material de construcción, brindando alternativas sostenibles y promoviendo la

gestión adecuada de los residuos generados por la industria de la nuez. Asimismo, se resalta la importancia de continuar investigando y desarrollando técnicas de tratamiento y mejora de las propiedades de la CN, como el tratamiento alcalino mencionado anteriormente, para potenciar aún más su uso en la fabricación de materiales con mejores propiedades mecánicas y durabilidad.

## Referencias

- Abdulkareem, S.A., Raji, S.A. and Adeniyi, A.G. (2017). Development of particleboard from waste styrofoam and sawdust. *Nigerian Journal of Technological Development* 14(1), 18-22
- ASTM D1037 (1999). Standard test methods for evaluating properties of wood-based fiber and particle materials. American Society of Testing and Materials, West Conshohocken, PA, USA
- Barbu, M.C., Sepperer, T., Tudor, E.M. and Petutschnigg, A. (2020). Walnut and hazelnut shells: untapped industrial resources and their suitability in lignocellulosic composites. *Applied Sciences* 10(18), 6340
- Battegazzore, D., Alongi, J., Frache, A., Wågberg, L. and Carosio, F. (2017). Layer by layer-functionalized rice husk particles: A novel and sustainable solution for particleboard production. *Materials Today Communications* 13, 92–101
- Brito, F.M.S., Bortoletto Júnior, G., Paes, J.B., Belini, U.L. and Tomazello-Filho, M. (2020). Technological characterization of particleboards made with sugarcane bagasse and bamboo culm particles. *Construction and Building Materials* 262, 120501
- ECHA (2018). Formaldehyde and formaldehyde releasers-Strategy for future work. European Chemicals Agency ECHA, Helsinki, Finland
- FAO. (2019). Estadísticas de productos forestales. Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura, Roma, Italia
- FAO (2020). Cultivos. Nueces con cáscara. Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura, Roma, Italia
- Farag, E., Alshebani, M., Elhrari, W., Klash, A. and Shebani, A. (2020). Production of particleboard using olive stone waste for interior design. *Journal of Building Engineering* 29, 101119
- Frihart, C. (2012). Wood adhesion and adhesives. *Handbook of Wood Chemistry and Wood Composites*, R.M. Rowell (ed.), 2<sup>nd</sup> ed., Boca Raton, FL, USA, CRC Press, 255–320



- Gauss, C., de Araujo, V., Gava, M., Cortez-Barbosa, J. and Junior, H.S. (2019). Bamboo particleboards: Recent developments. *Pesquisa Agropecuária Tropical* **49**, e55081
- Gürü, M., Atar, M. and Yildirim, R. (2008). Production of polymer matrix composite particleboard from walnut shell and improvement of its requirements. *Materials & Design* **29**(1), 284–287
- Hilal, N., Mohammed Ali, T.K. and Tayeh, B.A. (2020). Properties of environmental concrete that contains crushed walnut shell as partial replacement for aggregates. *Arabian Journal of Geosciences* **13**(16), 812
- Kaza, S., Yao, L., Bhada-Tata, P. and Van Woerden, F. (2018). *What a waste 2.0. A global snapshot of solid waste management to 2050*. International Bank for Reconstruction and Development. The World Bank, Washington DC, USA
- Kowaluk, G. and Fuczek, D. (2009). PVAc glue as a binding agent in particleboards. *Drewno* **52**(182), 17–24
- Martínez, M.L., Moiraghi, L., Agnese, M. and Guzman, C. (2003). Making and some properties of activated carbon produced from agricultural industrial residues from Argentina. *The Journal of the Argentine Chemical Society* **91**(4–6), 103–108
- Mehmet Tasdemir, H., Sahin, A., Karabulut, A.F. and Guru, M. (2019). Production of useful composite particleboard from waste orange peel. *Cellulose Chemistry and Technology* **53**(6), 517–526
- Orue, A., Eceiza, A. and Arbelaiz, A. (2020). The use of alkali treated walnut shells as filler in plasticized poly (lactic acid) matrix composites. *Industrial Crops and Products* **145**, 111993
- Parodi Miranda, D. (2018). Material compuesto a partir del residuo cáscara de nuez *Juglans regia*. *Revista Chilena de Diseño: Creación y Pensamiento* **3**(5), 1–13
- Pirayesh, H., Khanjanzadeh, H. and Salari, A. (2013). Effect of using walnut/almond shells on the physical, mechanical properties and formaldehyde emission of particleboard. *Composites Part B: Engineering* **45**(1), 858–863
- Pirayesh, H., Khazaeian, A. and Tabarsa, T. (2012). The potential for using walnut (*Juglans regia* L.) shell as a raw material for wood-based particleboard manufacturing. *Composites Part B: Engineering* **43**(8), 3276–3280
- Portalfrutícola (2017). <https://www.portalfruticola.com/noticias/2019/09/27/guia-varietal-de-nueces-imagenes-y-caracteristicas/>
- Queirós, C.S.G.P., Cardoso, S., Lourenço, A., Ferreira, J., Miranda, I., Lourenço, M. J. V. and Pereira, H. (2020). Characterization of walnut, almond, and pine nut shells regarding chemical composition and extract composition. *Biomass Conversion and Biorefinery* **10**(1), 175–188
- Shah, A.H., Li, X., Xu, X.D., Wang, S., Bai, J.W., Wang, J. and Liu, W.B. (2018). Effect of alkali treated walnut shell (*Juglans regia*) on high performance thermosets. Study of curing behavior, thermal and thermomechanical properties. *Digest Journal of Nanomaterials and Biostructures* **13**(3), 857–873
- Solt, P., Konnerth, J., Gindl-Altmutter, W., Kantner, W., Moser, J., Mitter, R. and van Herwijnen, H. W.G. (2019). Technological performance of formaldehyde-free adhesive alternatives for particleboard industry. *International Journal of Adhesion and Adhesives* **94**, 99–131
- Stefanowski, B.K., Curling, S.F. and Ormondroyd, G.A. (2017). Assessment of lignocellulosic nut wastes as an absorbent for gaseous formaldehyde. *Industrial Crops and Products* **98**, 25–28
- Trischler, J. and Sandberg, D. (2014). Monocotyledons in particleboard production: Adhesives, additives, and surface modification of reed canary grass. *BioResources* **9**(3), 3919–3938
- Velasco, J. (2018). Cómo llegar a las 200 mil toneladas de nueces. En *Nogales y otros frutales de nuez*. Redagícola.com
- Warcok, F. (2007). Nowe trendy w produkcji srodkow wiazacych w swietle wymagan Unii Europejskiej dotyczacych emisji formaldehydu. *Biul. Inf. Ośrodka Badaw. Przem. Płyt Drewnopochodnych w Czarnej Wodzie*, **47**(1–2), 35-42 (en Polaco)



# Evaluación técnico económica de la utilización de fundaciones prefabricadas en edificaciones de estructura metálica

Technical and economic evaluation of the use of prefabricated foundations in steel structure buildings

Fecha de entrega: 3 de julio 2023

Fecha de aceptación: 10 de octubre 2023

Guillermo Bustamante, Miguel Soliz y Claudio Correa

Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, Alonso de Ribera 2850, Casilla 297, Concepción, Chile, [gbustamante@ucsc.cl](mailto:gbustamante@ucsc.cl), [mnsoliz@ing.ucsc.cl](mailto:mnsoliz@ing.ucsc.cl), [claudiocorrea@ucsc.cl](mailto:claudiocorrea@ucsc.cl)

*Las fundaciones prefabricadas se confeccionan fuera del sitio de construcción y se envían para su instalación en el lugar. Este tipo de fundación es una opción a considerar en los nuevos proyectos porque su fabricación y transporte pueden ser más rápidos y menos costosos que la construcción de una fundación tradicional en el lugar. En Chile, los elementos prefabricados de hormigón armado se utilizan generalmente en infraestructuras viales como puentes y carreteras. Si bien las fundaciones prefabricadas pueden ser una opción atractiva debido a su rapidez, es importante tener en cuenta que deben ser diseñadas, fabricadas e instaladas cuidadosamente para garantizar que sean sólidas y seguras. Por otro lado, es importante evaluar el impacto de este método constructivo en los plazos y costos de los proyectos para poder aportar a la modernización del proceso constructivo.*

*Palabras clave: construcción industrializada, fundaciones, prefabricados de hormigón armado*

*Prefabricated foundations are manufactured off-site and transported for on-site installation. This type of foundation is an option to consider in new projects because its fabrication and transportation can be faster and less expensive than the construction of a traditional foundation on site. In Chile, precast reinforced concrete elements are generally used in road infrastructures such as bridges and highways. While precast foundations can be an attractive option due to their speed, it is important to keep in mind that they must be carefully designed, manufactured and installed to ensure that they are solid and safe. On the other hand, it is important to evaluate the impact of this construction method on project schedules and costs in order to contribute to the modernization of the construction process.*

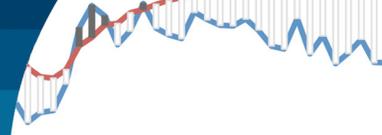
*Keywords: industrialized construction, foundations, precast reinforced concrete*

## Introducción

La construcción en general en Chile ha sido por años ejecutada como un sistema constructivo artesanal en donde los materiales son acopiados en el lugar de la edificación u obra civil y luego son utilizados para la elaboración de las distintas partes del proyecto.

Por otro lado, ha surgido una corriente de modernización del proceso constructivo con distintos enfoques, los cuales van desde la intervención en etapas tempranas del proyecto, enfocándose en la implementación de tecnologías para modelar edificios, proyectar e incluso visualizar modelos 3D en terreno y visitas de realidad aumentada en donde es

posible ver el proyecto terminado antes de su ejecución. Además, se han incorporado elementos prefabricados en terminaciones tales como ventanas con kit de instalación y accesorios, puertas pre enmarcadas, paneles de techo con aislante incorporado, entre otros, los cuales poco a poco se van consolidando en las obras actuales. En cuanto a la obra gruesa los elementos mayormente prefabricados obedecen a estructuras metálicas las cuales se dimensionan, se incorporan sus conexiones y perforaciones para luego ser montadas en obra. También encontramos prefabricados de armaduras metálicas, cerchas, paneles de Metalcon, paneles SIP, escaleras, entre otros.



Trasladándonos al hormigón es común ver pequeños elementos prefabricados como adocretos, pastelones, módulos, tapas de cámaras, canaletas, tubos, apoyos, soleras, solerillas, cierros, elementos decorativos como bancas o macetas, todos estos elementos de poco volumen y no estructurales. En cuanto a elementos estructurales se utilizan prefabricados de grandes tamaños los cuales generalmente son vigas pretensadas y postensadas, en menor medida se encuentran los pilares y fundaciones (Kim *et al.*, 2010; Marcus y Thiers, 2015; Socarrás y Álvarez, 2021; Socarrás *et al.*, 2022; Tapia *et al.*, 2022).

Valenzuela (2018) evalúa sistemas de marcos y muros de hormigón armado prefabricados para edificios de mediana altura, enfocando su investigación a un edificio de viviendas sociales. Se concluye que implementando la prefabricación de los elementos la construcción del proyecto tarda un 40% menos, pero el costo de las partidas aumenta alrededor de un 20%, sin embargo, no se analiza el caso de prefabricar las fundaciones. Santibáñez (2016) sí estudia características técnicas de diseño de fundaciones prefabricadas, presentando puntos a considerar en el diseño, confección y traslado de las fundaciones, por el lado del diseño geotécnico y estructural.

Con lo expuesto surge la idea de evaluar el impacto del uso de las fundaciones prefabricadas a las edificaciones proyectadas en estructura metálica con lo que se obtiene un proceso constructivo con toda su estructura principal confeccionada fuera de obra, lo que permitiría tener condiciones de fabricación controladas, con posibilidad de obtener un producto de mejor calidad, en menor tiempo y con un sistema constructivo optimizado.

El objetivo general de este trabajo es realizar una evaluación técnica y económica de la utilización de fundaciones prefabricadas en edificaciones de estructura metálica a través de la comparación de plazos y costos con el sistema constructivo tradicional. Para ello, se considera estudiar los tipos de fundaciones que se especifican para los proyectos de estructura metálica y el proceso de confección de fundaciones in situ, en lo referente a partidas de emplentillado, enfierradura, moldaje, colocación de pernos de anclaje o placas insertas y determinar cuáles son los factores que condicionan su duración. Se consideran las limitaciones técnicas de las fundaciones prefabricadas en cuanto a dimensiones para transporte y capacidad de grúas

para montaje. Además, se analiza y compara los costos y tiempos de fabricación, transporte y montaje del sistema de fundaciones prefabricadas versus el costo del sistema tradicional de confección de fundaciones in situ.

## Metodología

A continuación, se detalla la metodología utilizada para evaluar dos proyectos de infraestructura proyectada en estructura metálica, en donde se presenta la forma de evaluación y finalmente los proyectos a evaluar.

### Forma de evaluación

En esta etapa se evalúan los costos, plazos y calidad del método de construcción de fundaciones tradicional versus la implementación de las fundaciones prefabricadas. La evaluación es aplicada en ambos proyectos utilizando los datos reales de proyectos proporcionados por profesionales de obra, realizando supuestos basados en las investigaciones previas, usando rendimientos observados en obra, así como los que se encuentran en sitios especializados. En cuanto a la evaluación de calidad se revisa lo propuesto de acuerdo a las normas vigentes en Chile que son aplicables al tema en estudio.

### Proyectos a evaluar

Se presentan los proyectos a evaluar en cuanto a la implementación de fundaciones prefabricadas como alternativa al método constructivo tradicional. Estas obras fueron escogidas debido a que están proyectadas en estructura metálica. La fabricación de esta estructura se encuentra bastante aceptada como una etapa de fabricación en maestranza, y por lo tanto, es factible de aumentar su eficiencia constructiva incorporando el sistema propuesto. Para esta investigación se seleccionaron dos proyectos en ejecución los cuales son obra Centro de tratamiento de diálisis renal Concepción y obra Galpón-bodega Ruta 150 Penco-Lirquén.

### Centro de tratamiento de diálisis renal Concepción

El proyecto consiste en un edificio de dos niveles (Figura 1) en estructura de acero destinado a centro de hemodiálisis con capacidad de 48 puestos simultáneos. La superficie que se edificará es de 1208.52 m<sup>2</sup>.

La estructura de dos niveles en acero, estará compuesta por

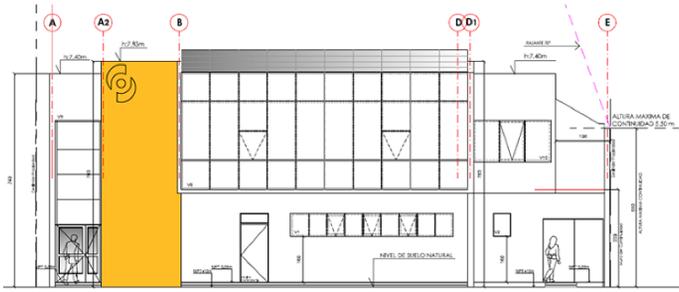
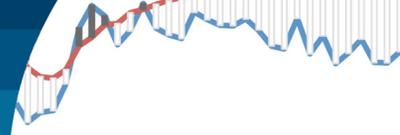


Figura 1: Elevación fachada edificio centro de tratamiento de diálisis renal Concepción

marcos estructurales con columnas y vigas tipo IN. El entrepiso se desarrolla con losa colaborante. Las fundaciones corresponden a zapatas aisladas bajo columnas (Figura 2). Se contempla un ascensor, dos montacargas y dos escaleras, cuya estructura soportante se compone de elementos de acero.

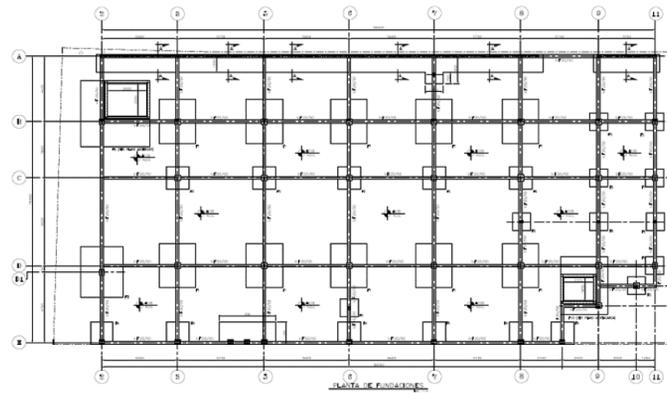


Figura 2: Planta de fundaciones edificio centro de tratamiento de diálisis renal Concepción

### Galpón-bodega Ruta 150 Penco-Lirquén

Este proyecto comprende un galpón de estructura metálica (Figura 3) sobre fundaciones del tipo zapata aislada (Figura 4) destinado a bodega en un sector industrial ubicado en la ruta entre Penco y Lirquén.

Si bien este proyecto difiere en el tipo de uso en comparación al anterior, es interesante su estudio ya que se podría considerar como un “galpón tipo” el cual puede servir como antecedente para la implementación del sistema de fundaciones prefabricadas al ya actual y más masivo sistema de galpones prefabricados. Se obtiene así un sistema de galpones con la totalidad de su estructura principal fabrica-

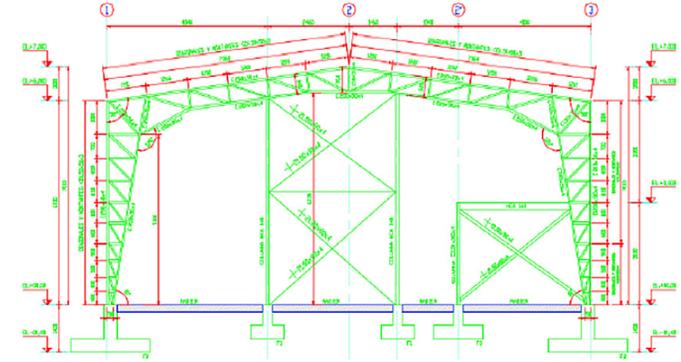


Figura 3: Elevación frontal Galpón-bodega Ruta 150 Penco-Lirquén

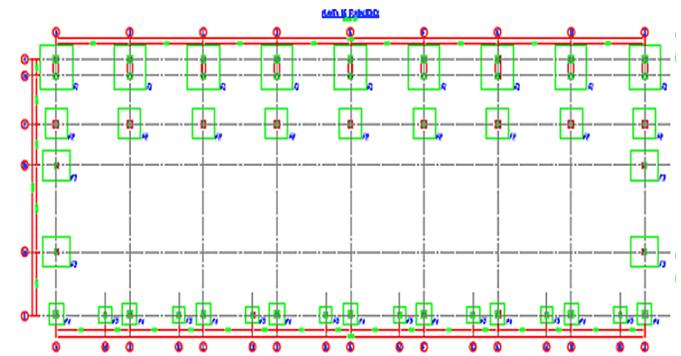


Figura 4: Planta de fundaciones Galpón-bodega Ruta 150 Penco-Lirquén

da fuera de la obra, generando una oportunidad de industrializar este sector, procesos, materiales y mano de obra. A diferencia del proyecto anterior en este no se cuenta con la programación de obra, por lo que será generada con ayuda de profesionales con experiencia en este tipo de obras.

### Situación en Chile

Desde hace muchos años es latente que la construcción necesita aumentar su productividad ya que, en Chile, al igual que en resto del mundo esta industria es vital para el desarrollo y la economía. En Chile la construcción emplea hoy en día alrededor de 742.000 personas. La forma de construir aún tiene procesos muy antiguos fuertemente arraigados los cuales han ido quedando obsoletos ante el avance de la tecnología. Referente a esto existen varios enfoques que apuntan a actualizar el proceso constructivo, entre ellos encontramos el Programa Estratégico Nacional de Productividad y Construcción Sustentable PyCS que establece 4 planes de acción, los que refieren a capacitación y formación, centro tecnológico de I+D+i, Diseño in-

tegrado de proyectos BIM y por último industrialización y prefabricación.

Por otra parte, tenemos el Plan Construye 2025 es un programa que impulsa Corfo para transformar la construcción en cuanto a productividad y sustentabilidad. Dentro de sus ejes estratégicos se encuentra el capital humano, la transformación digital, innovación, sustentabilidad e industrialización.

Estas políticas han tenido como resultado la implementación de la DOM en línea, el Building Information Modeling BIM (ver una aplicación de BIM en Bustamante *et al.*, 2021), sistema de calificación energética del Ministerio de Vivienda y Urbanismo MINVU, entre otros. Entre 2000 y 2018 el incremento de la productividad laboral de la economía chilena aumentó en un 20%, en cambio, la de la construcción prácticamente no experimentó variación. Lo que reafirma la necesidad de revisar y replantear los procesos como agentes de cambio dentro de la construcción chilena. Si se compara a nivel macro obras individuales con referentes internacionales estos logran una productividad promedio de un 53% mayor.

En Chile existe desde hace varios años una disminución importante de la disponibilidad de mano de obra debido a la migración de los trabajadores hacia el norte del país para desempeñarse en proyectos mineros. Esto es posible visualizarlo en la Figura 5, donde la disminución del rendimiento de hormigonado es expresada en  $m^3$  colocados por hombre en un día ( $m^3/HD$ ) de una empresa (CDT, 2013).

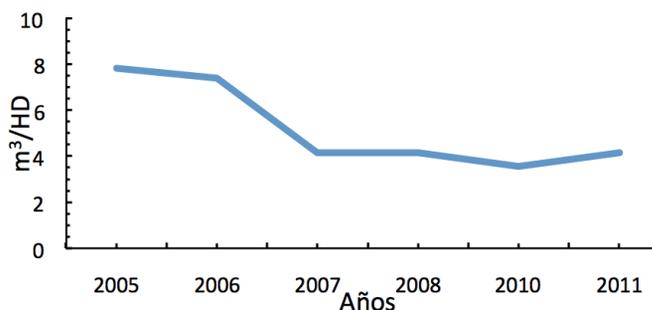


Figura 5: Rendimiento de la mano de obra en hormigonado (datos CDT, 2013)

En la Figura 6 se observa una disminución progresiva del rendimiento en partidas de moldaje. Según CDT (2013),

esta disminución se produce debido a la escasez de mano de obra, la cual no fue prevista por la empresa constructora en sus proyecciones para los años siguientes. También se observa una disminución mayor en el rendimiento en el año 2011 debido a modificaciones normativas luego del terremoto del 27 de febrero de 2010.

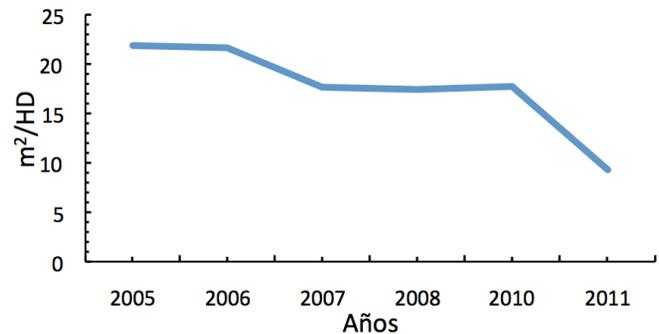


Figura 6: Rendimiento de la mano de obra en moldaje (datos CDT, 2013)

En la Figura 7 se observa un importante aumento en el rendimiento de la mano de obra en la partida de enfierradura en el año 2007 respecto de años anteriores producto de la incorporación de tecnología al sistema constructivo, pero luego la tendencia a la baja se hace notar esta vez por la escasez de mano de obra.

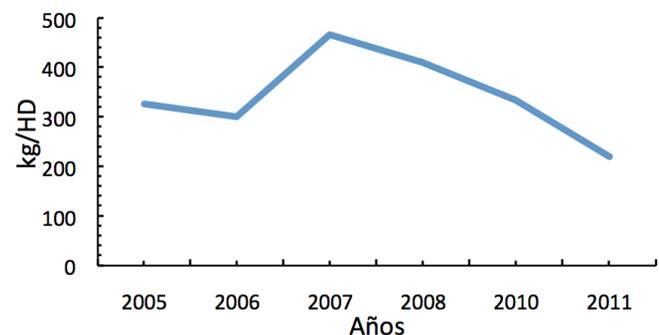


Figura 7: Rendimiento de la mano de obra enfierradura (datos CDT, 2013)

En los últimos años la industria de la construcción ha sido nuevamente afectada, esta vez por la pandemia que se declara en Chile el 11 de marzo de 2020 en donde resultante de las medidas impuestas por la autoridad sanitaria y la paralización de obras por zonas de cuarentena, disminuyó la cantidad de empleados en construcción. En octubre de

2019 había 803.900 personas ocupadas en la industria bajando a 499.226 en medio de la pandemia. Cuando se reactivaron las obras hubo un letargo en la reincorporación de la mano de obra debido a diversos factores como el miedo a contagiarse, trabajadores que se volvieron independientes, las ayudas económicas otorgadas por el gobierno y retiros de dinero de las administradoras de fondos de pensión AFP. La escasez de mano de obra fue mayor en enfierradores, carpinteros de moldaje y ceramistas (DF, 2021).

En la Figura 8 se grafica la cantidad de personas ocupadas en la construcción entre los años 2020 a 2023, notando la disminución durante el periodo más restrictivo de la pandemia a mediados del 2020. También se ve una lenta recuperación durante todo 2021 y nuevamente fluctuaciones y tendencia al descenso en todo 2022, no logrando recuperar el crecimiento que traía el sector en 2019. Analizando los índices que se relacionan con el hormigón armado en la Figura 8 vemos los despachos de hormigón mensuales en los últimos 3 años. Se observa que luego de la reactivación de la industria a fines del 2020 la gráfica toma una tendencia negativa disminuyendo progresivamente. Comparando los dos índices anteriores mostrados en la Figura 8, encontramos que la curva de hormigón despachado mensualmente se aleja de la curva de trabajadores ocupados en construcción. Esto se puede traducir en que por cada trabajador en la industria se está colocando menos hormigón en obra, es decir, existe una disminución en la productividad de la colocación de hormigón.

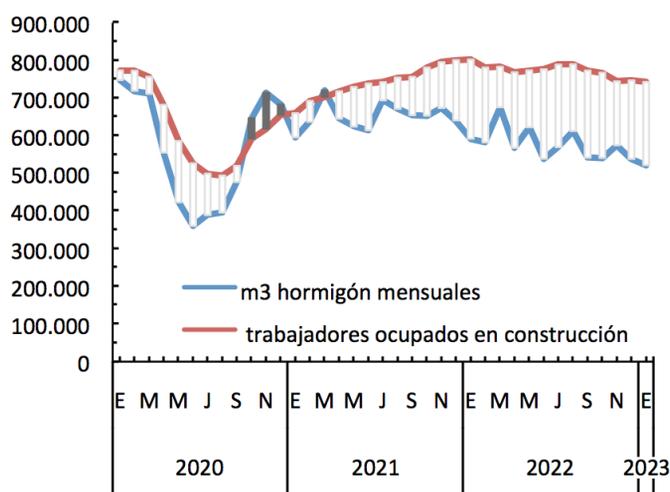


Figura 8: Despachos mensuales en m<sup>3</sup> de hormigón y ocupados en construcción (datos de la Cámara Chilena de la Construcción cchc.cl)

Para comprender mejor la variación se revisan como ejemplo los meses de enero de los últimos cuatro años (Figura 9) ya que así se incluye enero 2020 representativo del escenario prepandemia en Chile y enero 2023 con los últimos datos disponibles. Basados en estos datos se compara la cantidad de hormigón despachado en m<sup>3</sup> por mes versus la cantidad de trabajadores ocupados en construcción por mes (m<sup>3</sup>/H). Este indicador pasa de 0.97 m<sup>3</sup>/H en enero 2020 a 0.7 m<sup>3</sup>/H en enero 2023, teniendo una disminución en el rendimiento del hormigonado de un 27% en esta comparativa. En este análisis pueden existir múltiples factores que expliquen la disminución en la colocación de hormigón, por ejemplo, cambios de materialidad, menor disponibilidad de materia prima, cambios en las especificaciones técnicas por la entrada en vigencia del sistema de calificación energética de viviendas, entre otros. Pero lo cierto es que la colocación de hormigón ha disminuido.

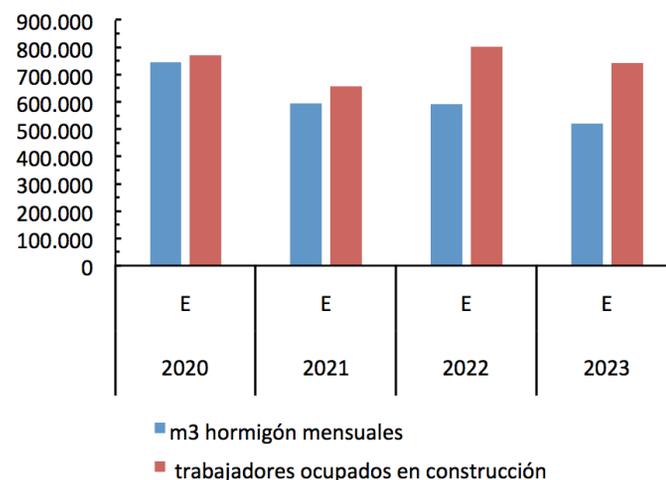


Figura 9: Despachos mensuales de hormigón y ocupados en construcción meses de enero 2020 a 2023 (datos cchc.cl)

Dentro de la problemática que compete a la productividad es posible realizar mejoras capacitando y certificando mano de obra e implementando Sistemas Prefabricados conocidos pero usados en baja proporción o directamente no aplicados en la industria nacional. Esto se evidencia como una posibilidad cuando miramos la situación de la productividad laboral en la construcción (Figura 10) de otros países en los cuales su nivel de productividad es hasta más de 2 veces mayor que la de Chile.

### Productividad laboral en la construcción, valor agregado por trabajador<sup>1</sup>

\*Miles de USD por trabajador, 2017. Precios constantes, ajustado por PPP<sup>2</sup>

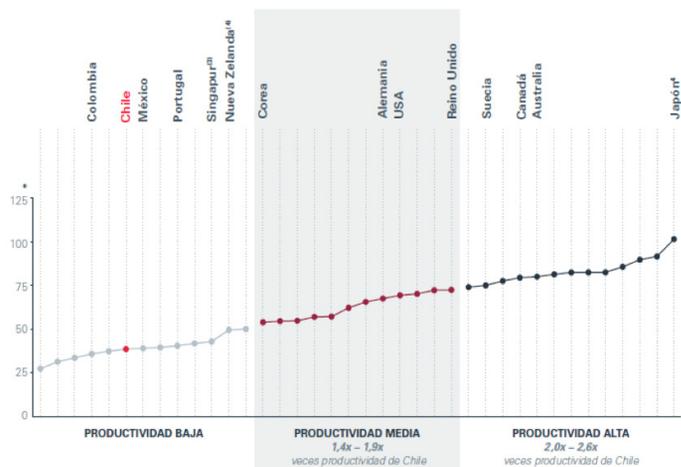


Figura 10: Productividad laboral en la construcción (OECD, gobierno de Singapur, Análisis Matrix Consulting, cdt.cl)

Para seguir en la misma línea centraremos la investigación en la construcción industrializada y los sistemas prefabricados, los cuales apuntan a mejoras en cuanto a productividad, sostenibilidad y tecnología. Además de abordar el impacto del aumento de la velocidad de la obra gruesa en un proyecto de edificación.

## Construcción industrializada

La construcción industrializada se basa en la fabricación de componentes de construcción en una fábrica y su posterior ensamblaje en la obra.

La construcción industrializada incluye diferentes técnicas y sistemas de construcción, como el prefabricado, el módulo y el panel. El prefabricado implica la fabricación de componentes de construcción fuera de la obra y su posterior instalación en el lugar. El módulo consiste en la fabricación de edificios completos en una fábrica y su posterior transporte al sitio de construcción. El panel se refiere a la fabricación de paneles de pared, techos y suelos en una fábrica y su posterior ensamblaje en el sitio de construcción.

La construcción industrializada tiene varias ventajas, como la reducción del tiempo y el costo de la construcción, la mejora de la calidad y la precisión de los componentes, la reducción de la contaminación y el ruido en el sitio de construcción y la mejora de la seguridad y la salud de los trabajadores. Sin embargo, también puede presentar algunos desafíos, como la necesidad de una logística adecuada

para el transporte de componentes y la dificultad de adaptar los proyectos a las necesidades específicas de cada sitio.

## Sistemas prefabricados a nivel global

Los sistemas prefabricados a nivel mundial son más utilizados en países desarrollados y tienen su origen en la posguerra. Debido a la escasez de vivienda los planificadores urbanos lo tomaron como una opción rápida para reponer la infraestructura perdida. Al fabricar los componentes fuera del sitio, se pueden utilizar fábricas y maquinaria especializada que pueden producir grandes cantidades de componentes de forma rápida y precisa. Además, el transporte de los componentes prefabricados al sitio de construcción es más rápido y eficiente que la fabricación de los componentes en el sitio.

Al fabricar los componentes en una fábrica, se pueden controlar más fácilmente las condiciones de producción y se pueden utilizar procesos de producción más sofisticados que en la construcción tradicional. Esto puede resultar en componentes más resistentes, duraderos y precisos.

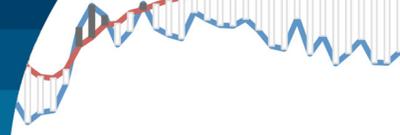
Los sistemas constructivos prefabricados también pueden contribuir a la sostenibilidad y la eficiencia energética. Al fabricar los componentes en una fábrica, se pueden utilizar materiales y procesos más sostenibles y se pueden utilizar tecnologías de generación de energía renovable. Además, al reducir el tiempo y el costo de la construcción, se pueden ahorrar recursos y energía.

Por otro lado, una de las principales limitaciones es la falta de flexibilidad en el diseño, ya que los elementos prefabricados pueden tener formas y tamaños estándar que pueden limitar la creatividad arquitectónica. El transporte, la logística e instalación de los elementos prefabricados a la obra también puede generar costos adicionales.

En resumen, los sistemas constructivos prefabricados son una opción cada vez más popular en todo el mundo debido a sus numerosas ventajas.

## Sistemas prefabricados en Chile

En Chile los primeros sistemas constructivos prefabricados tienen origen luego del terremoto de la Ligua 1971 en donde el país recibe una donación de elementos prefabricados para la construcción de edificios donada por la Unión Soviética (Socarrás y Álvarez, 2021; Socarrás *et al.*, 2022).



También encontramos diversas empresas dedicadas a la confección de elementos prefabricados de hormigón, pero basando su oferta en prefabricados no estructurales. En elementos estructurales tenemos empresas las cuales se concentran en Santiago ofreciendo mayormente elementos estructurales viales, para puentes y pasos sobre nivel.

En la Región del Bío Bío, específicamente en la comuna de San Pedro de la Paz se encuentra Patagual Home, una moderna fábrica de viviendas industrializadas de madera con una capacidad productiva de 2000 unidades por año. Su concepción se justifica en el déficit habitacional existente en Chile con tecnología alemana y producción robotizada.

De esta manera se observa que la oferta está acotada, lo que en primera instancia se puede interpretar como un obstáculo para la implementación del sistema de fundaciones prefabricadas por parte de las constructoras, pero a su vez surge la oportunidad de un mercado con posibilidad de crecimiento y que hoy en día no cuenta con proveedores en la región del Bío Bío.

## Fundaciones prefabricadas en Chile Mercado de fundaciones prefabricadas en Chile

En Chile existen distintas empresas dedicadas a la elaboración de elementos prefabricados de hormigón (Tabla 1). Sin embargo, cuando hablamos de fundaciones las opciones se reducen bastante. Dentro de las que ofrecen este servicio encontramos a Facoro SpA, Tensocret, Prefast y Hormisur las cuales dentro de su catálogo de productos ofrecen la fabricación de fundaciones. Además, cuentan con proyectos ya ejecutados que demuestran la factibilidad del sistema.

Tabla 1: Fabricantes de fundaciones prefabricadas en Chile

Empresa	Productos ofrecidos	Ubicación
Facoro	Cámaras eléctricas, elementos viales, elementos para cementerios, fundaciones	Iquique, Vallenar, Santiago, Puerto Varas
Tensocret	Pilares, vigas, losas, fundaciones, escaleras.	Santiago
Prefast	Cámaras, canaletas, escalas, durmientes, losetas, tapas, pilares, fundaciones.	Santiago
Hormisur	Infraestructura vial, postes, galpones, escaleras, fundaciones	Santiago, Parral, Temuco, Osorno

## Marco legal y normativa

En Chile se cuenta con una normativa bastante exigente dada la intensa actividad sísmica a la que se exponen nuestras edificaciones. Estas normas definen y regulan el diseño de las estructuras y por lo tanto también regulan a los elementos estructurales prefabricados. La NCh 2369 (2003) la cual en el apartado 9.2 de Estructuras Prefabricadas de Hormigón, indica las condiciones del diseño sísmico, requisitos generales, uniones y también hace referencia como guía para el diseño estructural a ACI 318 (1999). La norma indica que el diseño debe cumplir con los siguientes criterios: sistemas gravitacionales, sistemas prefabricados con conexiones húmedas, sistemas prefabricados con conexiones dúctiles y sistemas prefabricados con conexiones secas. En el punto 9.2.1.2 de la norma NCh 2369 (2003) se encuentra lo siguiente: “los sistemas prefabricados con conexiones húmedas y conexiones dúctiles se deben diseñar utilizando las solicitaciones sísmicas correspondientes a una estructura monolítica de hormigón armado.”

En el capítulo 16 del ACI 318 (1999), “Hormigón prefabricado”, se habla de la distribución de fuerzas entre elementos, del diseño de elementos, diseño de conexiones y apoyos, integridad estructural, piezas embebidas después de la colocación del hormigón, identificación y marcas, manejo y evaluación de la resistencia.

Con estos documentos se puede diseñar y controlar los elementos prefabricados de hormigón armado.

## Proyectos ejecutados

En Chile el uso de prefabricados estructurales de hormigón no es nuevo, estos sistemas cobran mayor importancia luego de desastres naturales en donde es urgente rehabilitar la infraestructura crítica dañada por las catástrofes. Dado que el uso de fundaciones prefabricadas no es masivo, se presentan ejemplos de proyectos ejecutados en Chile que incorporan fundaciones prefabricadas (Ilustración 1) que incluyen en su fabricación elementos conectores como placas o pernos, además de elementos para su izaje e instalación. Estos proyectos son principalmente industriales, mineros o de energía, los cuales en general se rigen además de las normas chilenas por exigencias de calidad impuestas por empresas extranjeras las que tienen protocolos de calidad, control, eficiencia en muchos casos superiores a los utilizados en construcciones tradicionales. Lo que deja la

interrogante de por qué no se aprovecha este sistema fuera de proyectos industriales, como por ejemplo en obras de equipamiento o habitacionales.



Ilustración 1: Fundaciones prefabricadas Prefast ([www.prefast.cl/proyectos/ing-agrosonda-spa](http://www.prefast.cl/proyectos/ing-agrosonda-spa))

Colocación de fundaciones prefabricadas con grúa en su posición definitiva convirtiendo el trabajo en obra de confección de fundación en un proceso de montaje (Ilustración 2).



Ilustración 2: Montaje fundaciones prefabricadas Prefast ([www.prefast.cl/proyectos/ing-agrosonda-spa](http://www.prefast.cl/proyectos/ing-agrosonda-spa))

Por otro lado, es posible ver lo despejado y limpio que se encuentra el terreno en la fase de montaje de las zapatas prefabricadas lo que difiere en gran medida de un proceso de moldajes, enfierradura y hormigonado estándar (Ilustraciones 2 y 3). Esto a su vez permite un mejor control de la seguridad en obra y la disminución de accidentes por condiciones inseguras.

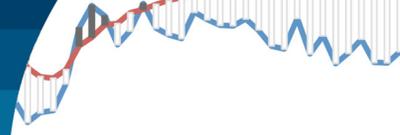


Ilustración 3: Fundaciones centro de distribución Buenaventura. ([www.tensocret.cl](http://www.tensocret.cl))

Por último, es posible ver una potencial mejora de la eficiencia en la construcción implementando un sistema de fundaciones prefabricados. Esto se traduce en la subcontratación de partidas a empresas especializadas, en Chile en promedio se subcontrata un 36% versus el 69% subcontratado en países referentes en la materia. Por otro lado, la prefabricación en Chile es mayor que la de países referentes 34% vs 5% pero en cuanto a elementos estructurales de hormigón armado terminados, la prefabricación es de solo un 2% vs un 25% en países referentes.

## Resultados

En general, en Chile se utiliza en mayor medida el proceso tradicional in situ para la confección de fundaciones, en donde los materiales son trasladados a obra y en ella se prepara e instala el moldaje, se prepara el fierro y se arma la enfierradura, luego se coloca y afianza en su posición definitiva, después se instalan y nivelan las placas o pernos y luego se procede al vaciado del hormigón según la calidad especificada. Otro porcentaje, alrededor del 34%, prefabrica las armaduras para luego solo ser instaladas en obra. Y solo un 2% utiliza fundaciones prefabricadas de hormigón armado. Adicional a esto para edificaciones de estructura metálica se indica que las fundaciones no pueden ser cargadas antes de 28 días limitando la instalación de la estructura durante cuatro semanas. Este tiempo de curado del hormigón es una de las limitantes principales para definir la duración, el fraccionamiento y el orden de las partidas. Si se retrasa el hormigonado inmediatamente se retrasa la colocación de la estructura.



En cuanto a tipo de fundación para edificaciones de estructura metálica lo predominante es encontrar especificaciones y diseños de fundaciones aisladas (zapata aislada) y fundaciones aisladas con vigas de fundación. Esto obedece a que la estructura metálica transmite las cargas principalmente de forma puntual a través de pilares por lo que no se justifica diseñar con zapatas corridas o losas de fundación.

Los factores condicionantes de la duración de las tareas necesarias para la confección de fundaciones in situ según el estudio es la disponibilidad de mano de obra la cual actualmente presenta un déficit respecto al año anterior de 7.43% sumado a la disminución de la eficiencia de la mano de obra en un 27% reflejada en la cantidad de despachos de hormigón versus trabajadores ocupados en construcción. Por otro lado, también se condiciona la duración de las tareas relacionadas a la confección de fundaciones in situ por la disponibilidad de terreno para fabricar en obra, falta de espacio para el acopio del material, problemas de tareas simultáneas como instalaciones sanitarias, instalaciones eléctricas, entre otras y, por último, estar expuestos a las inclemencias climáticas. Varios de estos problemas se solucionan con la prefabricación.

Las fundaciones prefabricadas, están limitadas en primer lugar por la infraestructura existente para su transporte y también por la capacidad de las grúas para su montaje. Esto se traduce en un problema logístico más que limitantes técnicas propias del diseño estructural del elemento. De esta manera las empresas del rubro ofrecen fabricar fundaciones con un peso máximo de 30 ton, un ancho máximo de 2.6 m (sobre 2.6 m se considera transporte sobredimensionado, requiere permisos y estudio de la ruta de traslado) y una altura máxima de la carga y camión de 4.2 m medidos desde el suelo. Para dimensiones mayores se ofrece diseñar el seccionamiento y su posterior fabricación por partes del elemento estructural.

En cuanto a la evaluación del sistema de fundaciones prefabricados a los proyectos mencionados se obtuvieron los siguientes resultados (ver Tabla 2).

Para el Caso 1, Centro de Tratamiento de Diálisis Renal de Concepción (Tabla 2), el costo de las fundaciones aumenta en un 15% respecto a la elaboración in situ, un 1.8% respecto al costo total de la obra gruesa y solo un 0.7% si la comparamos con el costo directo total CD del proyecto.

Respecto del tiempo de la partida, se obtiene primeramente una reducción del tiempo de ejecución en 16 días y si incorporamos el tiempo de curado del hormigón los beneficios del sistema prefabricado evidencian notoriamente con una disminución de la duración en 44 días. Esta disminución es muy relevante ya que habilita las fundaciones para recibir la estructura metálica.

Tabla 2: Resultados Centro de Tratamiento de Diálisis Renal de Concepción.

Indicador	Escenario		Resultado, %
	Original	Prefabricado	
Costo partida fundaciones, \$	67.517.348	77.644.950	15.0
Costo obra gruesa, \$	562.655.116	572.782.718	1.8
Costo directo CD, \$	1.393.949.696	1.404.077.298	0.7
Duración de partida, días	46	30	-16
Duración de partida y curado, días	74	30	-44

Considerando la reducción del tiempo de ejecución de la partida de fundaciones y bajo el supuesto de que la programación se puede optimizar a la nueva duración, se observó una potencial disminución de los gastos generales. Como resultado se obtuvo que los gastos generales originales GG son de \$215.594.043, al aplicar la reducción de los 44 días los GG se reducen a \$52.700.766, absorbiendo el aumento de \$10.127.602 del costo de las fundaciones prefabricadas y quedando una diferencia de \$42.573.164, lo cual se traduce en ahorro para el proyecto.

Para el Caso 2, Galpón-Bodega Ruta 150 Penco-Lirquén (Tabla 3), el costo de las fundaciones aumenta en un 12% respecto al proyecto original, un 1.6 % respecto al costo total de la obra gruesa y un 1.4% si la comparamos con el costo directo total del proyecto. En este caso el aumento de costo de fundaciones respecto al costo directo total es mayor puesto que en el galpón la incidencia de obra gruesa sobre el costo total del proyecto es muy alta.

En cuanto al tiempo de ejecución se obtiene una reducción de esta partida en 10 días sin considerar el curado del hormigón y 38 días si incorporamos el tiempo de curado del hormigón. Al igual que en el Caso 1 los beneficios del sistema prefabricado son aún más considerables en este tipo de estructuras donde la obra gruesa determina en gran medida el costo y duración del proyecto.

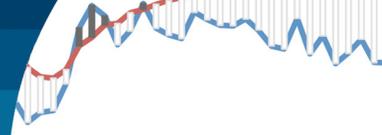


Tabla 3: Resultados Galpón-Bodega Ruta 150 Penco-Lirquén

Indicador	Escenario		Resultado, %
	Original	Prefabricado	
Costo partida fundaciones, \$	30.395.279	34.042.712	12.0
Costo obra gruesa, \$	224.502.000	228.149.433	1.6
Costo directo CD, \$	264.120.000	267.767.433	1.4
Duración de partida, días	30	20	-10
Duración de partida y curado, días	58	20	-38

Homólogo al Caso 1, se obtiene que los gastos generales originales de \$44.108.040, se reducen en \$18.623.395 al aplicar la reducción de los 38 días. De esta manera se compensa el aumento de \$3.647.433 del costo de las fundaciones prefabricadas quedando una diferencia de \$14.975.961 como ahorro en el proyecto.

Basado en los dos casos analizados se obtuvo de manera similar un aumento en el costo directo de la partida de fundaciones implementando el sistema prefabricado, esto se debe a la externalización de la partida a un contratista especializado el cual además de la confección de los elementos estructurales incluye el traslado a obra, las grúas (carga, descarga y montaje) y el personal especializado para el montaje en obra. Este costo toma mayor relevancia en estructuras donde no se especifica la cantidad de partidas de terminación y la obra gruesa es más incidente en los costos.

Por otro lado, en ambos casos se obtiene una disminución considerable en la duración de la partida de fundaciones y la ganancia de tiempo para comenzar a montar la estructura. Considerando la disminución total de la duración de la partida de fundaciones y bajo el supuesto de que la programación se puede optimizar a la nueva duración de esta partida, se observó en ambos proyectos que la disminución de gastos generales es capaz de compensar el aumento de costo y aun así generar disminución del costo total.

Finalmente, esto se traduce directamente en un ahorro de tiempo, ahorro en gastos generales, disminución de la duración total del proyecto y, por lo tanto, disminución del costo del proyecto lo que hace bastante atractiva la implementación del sistema de fundaciones prefabricadas para futuros proyectos.

## Conclusiones

De acuerdo a los casos de análisis, supuestos, oferta de proveedores, condiciones de mercado y situación de la construcción en Chile se obtuvieron las siguientes conclusiones:

A nivel país se han implementado tecnologías de sistemas prefabricados que demuestran los beneficios de su uso en construcciones donde se logra aumentar la productividad. En la revisión de países referentes se encontró que aumentar el uso de prefabricados puede llevar a aumentar la productividad de la industria hasta más de dos veces la actual.

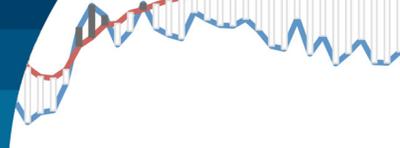
Respecto de las fundaciones se evidencia que para proyectos diseñados en estructura metálica solo se especifican fundaciones aisladas o aisladas con viga de fundación lo que define un mercado potencial para la implementación de fundaciones prefabricadas las cuales podrían adoptarse como especificación técnica desde el diseño de los proyectos dadas sus ventajas comparativas.

De las evaluaciones realizadas se concluye que la principal desventaja de la implementación de fundaciones prefabricadas, sin optimizar la programación, es que produce un aumento del costo directo de los proyectos de entre un 0.7% a un 1.4% siendo mayor en obras con menor nivel de terminaciones.

Opuestamente a lo anterior, en cuanto al tiempo el sistema reduce los plazos de ejecución de la partida de fundaciones (entre 10 y 16 días) y reduce el tiempo de espera de las fundaciones para recibir la estructura entre 38 y 44 días permitiendo generar programaciones de obra que no dependan del curado del hormigón de fundaciones.

Al traspasar la disminución de días de la partida de fundaciones a la duración total de cada proyecto se obtiene una disminución de los gastos generales. Esta disminución es capaz de absorber el aumento en el costo de fundaciones y generar un ahorro superior al costo de la implementación del sistema.

Finalmente, para los proyectos evaluados y bajo los supuestos indicados, se concluye que es favorable implementar el sistema de fundaciones prefabricadas ya que tiene como beneficio una disminución del costo total y del tiempo de ejecución de los proyectos.



Esta investigación responde a las ventajas y desventajas de implementar el sistema de fundaciones prefabricadas en edificaciones de estructura metálica, justifica la necesidad país de incorporar mayor tecnología a la industria de la construcción demostrando que existen brechas respecto de países referentes mostrados en el estudio.

## Comentarios y recomendaciones

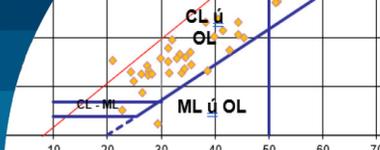
Durante el estudio se pudo notar que en la industria de la construcción en Chile existe una reticencia al cambio y a incorporar nuevos procesos constructivos, a pesar de que los sistemas que se han implementado demuestran beneficios. Por otro lado, se entiende la negación a cambiar los procesos en que somos un país sísmico en donde se debe seguir construyendo como hasta ahora debido al buen comportamiento estructural de las edificaciones existentes, sin embargo, como referente de productividad tenemos en primer lugar a Japón el cual es un país igual o más sísmico que Chile y su eficiencia en construcción es de las más altas del mundo. Otro argumento utilizado para justificar el no uso de nuevas tecnologías de forma masiva es que la industria de la construcción en Chile no es lo suficientemente grande para rentabilizar el cambio, pero en el estudio se encuentra Nueva Zelanda (país también sísmico) con una industria la mitad que la chilena y una población de apenas el 25% de la de Chile y con una eficiencia superior gracias a la incorporación de sistemas prefabricados y otras tecnologías.

De acuerdo a lo estudiado se hace evidente la falta de investigaciones respecto de la incidencia de la incorporación de sistemas prefabricados estructurales de hormigón armado en la productividad de proyectos. Por lo que se recomienda utilizar este documento para investigaciones futuras.

Por último, los ingenieros civiles como profesionales del sector, partícipes desde etapas tempranas de diseño de proyectos hasta del proceso constructivo, tenemos la opción de ser agentes de cambio dentro de la industria proponiendo nuevas especificaciones técnicas y diseños justificados con investigaciones como la presente para así comenzar a aprovechar de mejor manera los recursos disponibles sean estos materiales, humanos o el tiempo.

## Referencias

- ACI318 (1999). Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI 318R-99). American Concrete Institute, Farmington Hills, USA
- Bustamante, G., Ochoa, J. y González, F. (2021). Propuesta de implementación de la metodología BIM 5D para obras de cimentaciones industriales en la Planta de Oxígeno de Arauco. *Obras y Proyectos* **30**, 74-90
- CDT (2013). Análisis de la productividad en obras de edificación en Chile. Cámara Chilena de la Construcción, Corporación de Desarrollo Tecnológico CDT, Chile
- DF (2021). Construcción registra falta de trabajadores y el déficit se mantendrá el segundo semestre. *Diario Financiero* (df.cl)
- NCh2369 (2003). Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales. INN, Santiago, Chile
- Kim, T.H., Park, S.J., Kim, Y.J. and Shin, H.M. (2010). Performance assessment of precast segmental PSC bridge columns with precast concrete footings. *Magazine of Concrete Research* **62**(11), 773-787
- Marcus, J. y Thiers, R. (2015). Control del daño sísmico estructural en pórticos prefabricados de hormigón armado a través de uniones híbridas autocentrantes. *Obras y Proyectos* **18**, 46-55
- Santibáñez, D. (2016). *Diseño de fundaciones de hormigón armado prefabricadas*. Memoria de título de Ingeniero Civil, Universidad de Valparaíso, Chile
- Socarrás, Y.C. y Álvarez, E.R. (2021). Vulnerabilidad sísmica del sistema estructural prefabricado gran panel Soviético en edificios deteriorados y transformados. *Obras y Proyectos* **30**, 60-73
- Socarrás, Y.C., Álvarez, E.R., Candebat-Sánchez, D., Olivero, J.I. y Herrera, A. (2022). Validación del análisis estructural en el Gran Panel Soviético integrando procedimientos sísmicos lineales dinámicos y estáticos. *Obras y Proyectos* **32**, 78-89
- Tapia, N., Cuitiño, M. y Guzmán, A. (2022). Caso de fundación profunda con pilotes prefabricados de hormigón armado y monitoreo mediante Pile Driving Analyzer PDA. *Obras y Proyectos* **31**, 52-58
- Valenzuela, R. (2018). *Evaluación de sistemas constructivos para edificios de mediana altura con elementos de hormigón prefabricado*. Memoria de título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile



# Arcillas expansivas del Norte de Venezuela: Caracterización mediante el uso de los límites de Atterberg, índices de consistencia y ensayos de expansión

Expansive clays from Northern Venezuela: Characterization using Atterberg limits, consistency indices and expansion tests

Fecha de entrega: 11 de mayo 2023

Fecha de aceptación: 10 de noviembre 2023

Carlos López-Niño<sup>1</sup>, Elio Guevara<sup>1</sup>, Víctor León<sup>1</sup> y Danilo López-Hernández<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Universidad Central de Venezuela, Facultad de Ingeniería, Escuela de Geología, Minas y Geofísica, Caracas, Venezuela, carln88@gmail.com, elioguevara84@gmail.com, victorleonm@gmail.com

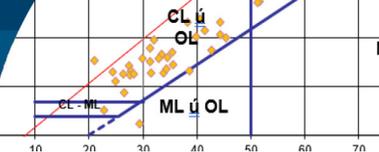
<sup>2</sup> Universidad Central de Venezuela, Facultad de Ciencias, Instituto de Zoología y Ecología Tropical, Caracas, Venezuela, ivandaniolopez@gmail.com

*La franja litoral norte de Venezuela con acentuado clima semiárido presenta condiciones para que se desarrollen extensas zonas con presencia de arcillas expansivas, lo que genera la principal patología de sus vías de comunicación por deformación en las obras civiles circundantes. En esta contribución se caracteriza la presencia de arcillas expansivas al norte de Venezuela en 81 muestras distribuidas en varios estados del país. El estudio incluyó la determinación de las propiedades geomecánicas mediante: i) ensayos de campo y ii) análisis de laboratorio de los límites de Atterberg, índices de consistencias y ensayos de expansión, así como la relación entre los índices y la información de ensayos con edómetros. La granulometría típica de los suelos es principalmente fina (limos y arcillas): en el estado Anzoátegui el promedio del contenido de granos finos es de 86%, mientras que en Falcón y Miranda son un poco menores, 82% y 67% respectivamente. En general, el índice de plasticidad (IP) de estas arcillas expansivas es mediano a alto, con un promedio de 23, aunque la región del estado Falcón presentó un promedio mediano (18). Las correlaciones entre la presión de expansión e IP demostraron una alta asociación. Estos resultados corroboran que el criterio usado para evaluar el Potencial de Expansión de un suelo arcilloso basado en el IP propuesto por Chen (1988), es bastante apropiado para ser usado en el estudio e identificación del comportamiento expansivo de estos suelos.*

*Palabras clave: límite líquido, índice de plasticidad, hinchamiento, arcilla expansiva*

*The northern coastal strip of Venezuela with a semi-arid climate presents conditions for the development of extensive areas with the presence of expansive clays, and, this is the main pathology of its communication routes due to deformation in the surrounding civil works. This contribution characterizes the presence of expansive clays in northern Venezuela in 81 samples distributed in several states of the country. The study included the determination of geomechanical properties through field work and laboratory tests by Atterberg limits, consistency indices and expansion tests as well as the relationship between the indexes and information from edometer tests. The soil grain size is mainly fine (silts and clays), in the Anzoátegui state the average content of fine grains is 86%, while in Falcón and Miranda they are a little lower, 82% and 67%, respectively. In general, the plasticity index (PI) of these expansive clays is high, with an overall average of 23, although the region of Falcón state presented a moderate average (18). The correlations between the expansion pressure and the PI showed a high correlation. These results corroborate that the criterion used to evaluate the Expansion Potential of a clay soil based on the PI proposed by Chen (1988), is a fairly adequate criterion to be used in the study and identification of the expansive behavior of these types of soils.*

*Keywords: liquid limit, plasticity index, swelling, expansive clay*



## Introducción

Las arcillas expansivas (AE) se encuentran localizadas en diversas zonas templadas, subtropicales y tropicales del globo terráqueo (Shi *et al.*, 2002; Rodríguez Castiblanco, 2014; Vorwerk *et al.*, 2015; Rodríguez, 2020; López-Hernández *et al.*, 2022). Estas arcillas se caracterizan por presentar en su composición mineralógica una importante proporción de filosilicatos tipo 2:1, que les proporcionan una alta capacidad de expansión como consecuencia del emplazamiento de moléculas de agua entre las láminas de los silicatos. El agua al adsorberse en estos suelos arcillosos, a su vez, induce un incremento de volumen, el cual depende básicamente de la correspondiente composición mineralógica. Dentro del grupo de las arcillas expansivas las más representativas son: la esméctica, bentonita, montmorillonita, beidelita, vermiculita, atapulgita, nontronita, y clorita (Patel, 2019).

Desde un punto de vista geotécnico, muchos suelos arcillosos son capaces de deformarse en forma anómala debido al cambio volumétrico que se induce por la expansión. Estos cambios, que pueden abarcar amplias superficies, generan daños a las obras de infraestructura como consecuencia de movimientos diferenciales perjudiciales, aunque también en taludes aparentemente estables, las expansiones pueden generar movimientos en masa (Rodríguez Castiblanco, 2014). Así, los suelos expansivos o arcillosos-expansivos son considerados como altamente problemáticos ya que causan daños a las estructuras de ingeniería civil debido a su potencial de expansión y contracción al entrar en contacto con el agua (Kalantari, 2012).

Aunque los suelos expansivos pueden encontrarse en cualquier clima, en las regiones de clima árido y semiárido, donde la evaporación excede la precipitación, se favorece la génesis de arcillas expansivas (Ng y Menzies, 2007; Rodríguez Castiblanco, 2014). En Venezuela, particularmente en la parte norte costera del país (Región Caribe), de clima semi-árido, se presentan condiciones favorables para el desarrollo de suelos con presencia de arcillas expansivas. No obstante ello, en la parte sur occidental del país, en la región de los llanos inundados (con mayor aporte de lluvias, 1400-2000 mm/año), igualmente se anota la abundancia de suelos arcillosos del tipo vertisol (Prieto y López-Hernández, 1984; López-

Hernández, 2019).

La presencia de arcillas expansivas en la parte norte del país es la principal patología que registra la infraestructura vial de algunos sectores de los estados Anzoátegui, Falcón y Miranda. Estos estados presentan problemas de deterioro y deformación de algunas arterias viales e infraestructuras aledañas, como son los casos de la carretera Barcelona-Cantaura en Anzoátegui, Morón-Mirimire en Falcón, y Ocumare-Charallave y Charallave-Santa Teresa en Miranda, existiendo distintos grados de deterioro en las vías mencionadas.

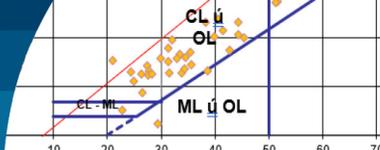
El potencial de expansión se puede determinar bien directamente en el laboratorio realizando pruebas de expansión-consolidación en un edómetro o bien predecir indirectamente a partir de las propiedades del suelo y valores de los índices de Atterberg tales como el índice de plasticidad, el contenido de arcilla, el índice de actividad (arcillas) y el índice de contracción, parámetros que sólo mantienen una relación indirecta con el grado de hinchazón (Zumraw, 2013). Basándose en datos experimentales, algunos investigadores han propuesto relaciones para el potencial de hinchazón que involucran tanto las condiciones originales del sedimento como sus propiedades índices (Seed *et al.*, 1962; Rao *et al.*, 2004).

La presente investigación tiene como principal objetivo la evaluación de la presencia de arcillas expansivas en el norte de Venezuela, tomando como referencia carreteras ubicadas en los estados Anzoátegui, Falcón y Miranda. El estudio incluyó la determinación de las propiedades geomecánicas de los suelos a través ensayos de campo y laboratorio como un aporte preliminar al manejo de sus patologías en obras civiles. Las metodologías a estudiar incluirán los límites de Atterberg, índices de consistencias y ensayos de expansión, así como la relación entre los parámetros índices y los valores obtenidos en ensayos con edómetros.

## Localización y extensión del área de estudio

La zona de estudio comprende tres localidades al norte de Venezuela como se observa en la Figura 1.

Tramo Edo Anzoátegui: comprende un trecho de carretera desde Barcelona (coordenadas UTM 314.616E-1.120.600N) hasta Cantaura (UTM 350.135E-1.028.658N), el trayecto



es de aproximadamente 120 km de largo y abarca las cartas topográficas del Instituto Geográfico de Venezuela Simón Bolívar IGVS, a escala 1:100.000: 7244, 7245, 7246, 7343, 7444.

Tramo Edo Falcón: comprende un tramo de carretera desde Morón (coordenadas UTM 587.090E-1.159.054N) hasta Mirimire (UTM 491.530E-1.255.216N), el trayecto es de aproximadamente 150 km de largo y abarca las cartas topográficas IGVS a escala 1:100.000: 6448, 6449, 6547, 6548.

Tramo Edo Miranda: comprende dos tramos de carretera, el primero va desde Charallave (UTM 734.166E-1.133.063N) hasta Ocumare (UTM 634.953E-1.156.505N), este trayecto es de aproximadamente 20 km de largo; el segundo va desde Santa Teresa (UTM 755.774E- 1.131.590N) hasta Charallave, el trayecto es de aproximadamente 25 km de largo y abarca la carta topográfica IGVS a escala 1:100.000: 6846.

las secuencias lutíticas dominantes (entre 80% y 95%) moteadas, abigarradas, monótonas. Cambios laterales rápidos de litofacies en estos sedimentos continentales a marinos muy marginal son características de la Formación. Se extiende por la parte nororiental y norcentral de Anzoátegui.

Formación Las Piedras (Mioceno Tardío-Plioceno). Son areniscas micáceas, friables, de grano fino y colores gris claro a gris verdoso, interlaminaadas con lutitas grises y lutitas ligníticas. También se encuentran algunas calizas arenosas duras y de color verde. La Formación aflora en la porción septentrional de los estados Anzoátegui y Monagas.

Estado Falcón: Formación Guacharaca (Oligoceno). La formación consiste en lutitas y arcillitas con frecuentes interstratificaciones de capas delgadas de arenisca de grano fino, seguidas de margas y arcillas. Se extiende en Falcón oriental, en el alto de Guacharaca, campo de Mene de Acosta y al sur de Mirimire.

Formación Casupial (Oligoceno-Mioceno Medio). La formación se divide en dos miembros: el inferior se caracteriza por la predominancia de areniscas de grano fino y arcillas, la presencia de material carbonoso y por la estratificación en capas delgadas a medias. El miembro superior contiene areniscas de grano grueso y conglomerados, menos material carbonoso, ausencia de carbones y estratificación en capas masivas. En términos generales la Formación se hace de grano más grueso hacia el tope. Se extiende por el margen surcentral y suroriental de la cuenca de Falcón y entre los ríos Tocuyo y Aroa.

Formación San Lorenzo (Mioceno Temprano a Medio). La Formación se subdivide en dos miembros: el inferior El Salto consiste en capas lenticulares de arenisca de grano medio de hasta 10 m de espesor, intercaladas con lutitas limolíticas y limolitas gris-azules; el miembro superior Menecito consiste de una sucesión uniforme de lutitas de color gris a gris-azuloso, con algunas capas de lutitas.

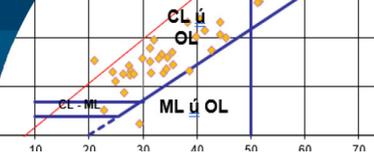
Estado Miranda: Formación Tuy (Plioceno-Pleistoceno). La Formación Tuy se caracteriza por una intercalación de capas gruesas de arenisca heterogéneas y conglomerados líticos mal consolidados con matriz limo arcillosa abundante y a veces con cemento calcáreo, intercaladas con lutitas y cantidades menores de margas y areniscas,



Figura 1: Ubicación de las zonas estudiadas, al este corresponde al Estado Anzoátegui, al centro a Miranda y la más occidental al estado Falcón (tomado y modificado de Google Maps®)

## Geología de las áreas de estudio

Estado Anzoátegui: Formación Quiamare (Mioceno Temprano-Tardío). Es una secuencia monótona de lutitas gris verdosas, rojas pardas y gris-azulado, con intercalación de areniscas guijarrosas, lutitas carbonáceas y lignito en capas lenticulares. Un carácter distintivo lo constituyen



la formación cubre aproximadamente el 70% de la cuenca Santa Lucía Ocumare del Tuy, en una poligonal con vértices en Santa Lucía, Santa Teresa, Ocumare del Tuy, Cúa, Charallave y Suapire.

Formación Tucutunemo (Cretácico Tardío). Consiste en filitas y filitas esquistosas, cuarzo-cericíticas, metaconglomerados con cantos volcánicos y de cuarzo, lentes de caliza recristalizada y metagrawacas. La Formación se extiende en la región de Los Teques-Cúa en el estado Miranda.

## Materiales y métodos

### Granulometría por tamizado

El ensayo fue realizado por tamizado según la norma ASTM D6913 (2017) para lo cual se toma una porción representativa de la muestra y se lava por el tamiz N° 200 para retener solo las partículas granulares, se seca el sobrante en la estufa a 105°C. Se arreglan los tamices en un tambor vibratorio en orden de mayor abertura hacia el tope y menor abertura hacia la base. Después de someter a la muestra a un tamizado vibratorio por 10 min aproximadamente, se calcula el peso de las partículas retenidas en cada tamiz.

### Límites de consistencia de Atterberg

El Límite Líquido (LL) fue determinado mediante el uso de la cuchara de Casagrande según la norma ASTM D4318 (2017). Corresponde al contenido de humedad que presenta el suelo cuando dos secciones moldeadas de una muestra separadas por una ranura de dimensiones estándar alcanzan apenas a tocarse, sin llegar a unirse, al someterlas al impacto de 25 golpes en la cuchara Casagrande. El Límite Plástico (LP) también fue realizado atendiendo la norma ASTM D4318 (2017), el método consiste en realizar con una muestra de suelo moldeable (dependerá del tipo de suelo arcilloso y la humedad del mismo) tubos o cilindros alargados de un espesor de aproximadamente 3.0 mm, al comenzar a agrietarse el suelo, el valor del porcentaje de humedad en ese instante representa el límite plástico. El Límite de Contracción (LC), es el límite entre los estados semi-sólido y sólido, o el punto límite de agua en que el suelo deja de disminuir su volumen al seguirse secando. Este ensayo se realizó cumpliendo la norma ASTM D427 (2004).

### Porcentaje de humedad en los límites de Atterberg

El contenido de agua en los límites de Atterberg fue medido según norma ASTM D2216 (2019) mediante secado del suelo al horno. Luego de pesar la muestra, se coloca en una estufa y se calienta a 105°C durante 16-24 horas aproximadamente. Una vez secado el suelo se vuelve a pesar. La diferencia entre estos dos valores es el peso del agua en la muestra.

### Índices de consistencia

El índice de plasticidad (IP) es un rango de consistencia en el que el suelo exhibe propiedades plásticas o se comporta como material plástico, es una medida de su capacidad de desarrollar cohesión. El IP corresponde al valor numérico de la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

El Índice de Friabilidad (IF). Un suelo friable se caracteriza por presentar facilidad de fragmentación de agregados/terrones grandes y dificultad para la fragmentación de agregados menores en elementos más pequeños. La friabilidad del suelo es de vital importancia para la producción de cultivos y el impacto de las técnicas de producción de cultivos sobre el medio ambiente. El Índice de Friabilidad (IF) se determinó con la diferencia entre el límite plástico y el límite de contracción. El índice de contracción (IC) es el rango de consistencia en el que el suelo se encuentra en un estado semisólido. Se define como la diferencia numérica del límite líquido y el límite de contracción.

### Presión de expansión

Se conoce como presión de expansión a la presión que ejerce un suelo arcilloso sobre una superficie al hidratarse y luego expandirse. Se consideraron algunos criterios propuestos por diferentes autores para identificar el potencial de expansión, seleccionándose finalmente el criterio presentado en la Tabla 1, basado en el Índice de Plasticidad propuesto por Chen (1988). Este ensayo se llevó a cabo de acuerdo a Das (2006), consiste en colocar una muestra en un anillo de consolidación, llevarla a un edómetro y agregar agua, cuando la muestra empieza expandirse se aplican cargas sucesivas para impedir la expansión de la muestra, una vez que esta deja de expandir la presión de expansión es el total de la suma de las cargas colocadas.

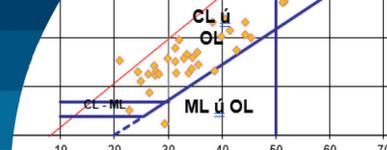


Tabla 1: Potencial de expansión según Chen (1988)

Potencial de Expansión (PE)	Índice de Plasticidad IP, %
Bajo	$IP \leq 15$
Medio	$10 \leq IP \leq 35$
Alto	$20 \leq IP \leq 55$
Muy Alto	$IP \geq 35$

## Ensayo de expansión libre

El ensayo se realizó según la norma ASTM D4546 (2021), consiste en colocar una muestra en un anillo de consolidación bajo una pequeña carga de 0.05 kg, llevar a un consolidómetro, agregar agua y medir el aumento de volumen hasta que alcanza el equilibrio. La expansión libre se define, como el máximo hinchamiento vertical, que sufre una muestra de suelo colocado en el consolidómetro en condición sumergida al aplicarle una presión de 10 kPa.

## Análisis estadístico

Valores de estadística descriptiva, incluidos los valores mínimos, máximos y desviaciones estándar (DE) se calcularon utilizando SPSS. El coeficiente de variación (CV) fue empleado para explorar la variabilidad de los parámetros y propiedades seleccionados en las áreas de estudio. Las relaciones estadísticas entre los valores de los límites de Atterberg, los índices de consistencia y los ensayos de expansión del suelo fueron establecidas mediante el coeficiente de correlación de Pearson.

## Resultados Geología local

El trabajo se divide en tres zonas localizadas al norte de Venezuela, en cada sector se recolectaron muestras descritas en campo, haciendo énfasis en sus propiedades más características. En total 81 muestras, de las cuales 41 fueron recolectadas en la carretera Barcelona-Cantaura, 23 en la Morón-Mirimire, 10 en la Charallave-Ocumare y 7 en la Charallave-Santa Teresa.

### Carretera Barcelona - Cantaura

Al evaluar las características de la litología de la zona se puede dividir en dos unidades: una donde se observa una intercalación de lutitas con areniscas (unidad BC-1, ver Foto 1) y otra donde se observan suelos arcillosos (BC-2). Mayores detalles sobre la geología local se encuentran en

López y Guevara (2012).



Foto 1: Rocas de la unidad BC-1, intercalación de lutitas y areniscas. A: Areniscas, L: Lutitas

### Carretera Morón - Mirimire

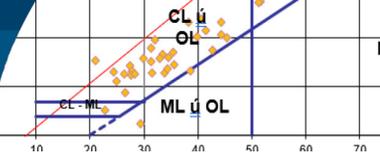
La zona se puede dividir en tres unidades, una primera donde se observan suelos arenosos (Unidad MM-1), otra de suelos arcillosos (MM-2, ver Foto 2), la tercera son areniscas y gravas (MM-3).



Foto 2: Suelos de la unidad MM-2b

### Carretera Charallave - Ocumare

Comprende la unidad CO-1 donde se encuentran entre los puntos ChO-1 hasta ChO-10, se define como lutitas de un color fresco gris oscuro y color meteorizado marrón con algunas tonalidades de amarillo y rojo, son muy compactas, se puede correlacionar con la Formación Tuy descrita en la literatura; en la zona se encuentra abundante vegetación



herbácea y arbórea, con procesos geomorfológicos de remoción en masa y erosión hídrica incipiente (ver Foto 3).



Foto 3: Vista panorámica de la morfología del afloramiento ChO-04 de la unidad CO-1

#### Carretera Charallave - Santa Teresa

Unidad CST-1. Consiste de afloramientos desde ChSt-01 hasta ChSt-07, son principalmente lutitas de un color fresco gris y color meteorizado marrón, compactas; se encuentra abundante vegetación en la zona, tipo herbácea y arbórea, con procesos geomorfológicos de remoción en masa y erosión hídrica incipiente a activa. Los suelos son de humedad intermedia a baja, de granulometría y textura fina, cohesivos, de plasticidad y friabilidad variable, algunos presentan material carbonático.

## Caracterización física de los suelos

### Granulometría

Este ensayo realizado para las 81 muestras señala que los suelos son principalmente mal gradados, dominados particularmente por sedimentos finos (tamaño arcilla), por lo tanto, sus propiedades mecánicas pueden ser deficientes. Al comparar la granulometría del total de las carreteras estudiadas se puede identificar que todas poseen suelos principalmente de texturas finas (Figura 2). Los de los estados Anzoátegui y Falcón presentan contenidos en promedio de partículas finas muy similares (86% y 82%, respectivamente), así como de arenas y gravas, aunque en promedio los suelos de la carretera Barcelona-Cantaura son un poco más finos que los de la carretera Morón-Mirimire. Los suelos del estado Miranda son más heterogéneos que los de las otras dos zonas, sus contenidos en gravas y arenas

son mucho mayores y por consiguiente sus contenidos de partículas finas menor (67%).

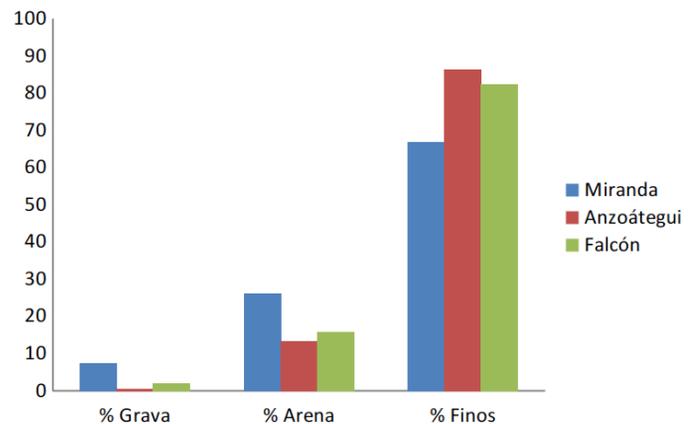


Figura 2: Tamaño promedio de partículas por zonas

## Límites de Atterberg de las muestras

La Tabla 2 resume la información para los límites de Atterberg (LL, LP y LC) y los índices de consistencia (IP, IF e IC) para todas las regiones estudiadas.

### Límite Líquido

Los valores mayores del límite líquido se presentaron en el estado Miranda (carretera Morón - Mirimire) con un promedio bastante alto de 58.05, mientras que las carreteras de los estados Anzoátegui y Falcón presentaron un promedio similar, más bajo (38.00-38.73). El coeficiente de variación para todos los sitios estudiados del LL fue moderado (0.23-0.31, según Tabla 2).

### Límite Plástico

El límite plástico (LP) presenta valores promedios altos de 21.25 y 25.33 en Miranda y Falcón, respectivamente, mientras que Anzoátegui el promedio alcanzó 18.24 un valor medio a alto del LP. Los valores del coeficiente de variación fueron ligeramente más bajos que los obtenidos para el LL.

### Límite de Contracción

Los promedios del LC para las carreteras de los estados Miranda y Falcón son bastante similares (27.16 y 26.10, respectivamente) un poco superior a la de Anzoátegui (22.59). El coeficiente de variación de Anzoátegui fue

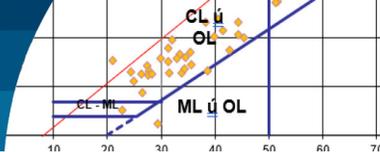


Tabla 2: Estadística descriptiva y valores promedios de los límites de Atterberg e índices de consolidación en los diferentes sitios estudiados

Ubicación	Valores	LL, %	LP, %	LC, %	IP	IF	IC
Anzoátegui	Máximo	73.14	26.98	75.43	48.14	50.43	37.55
	Mínimo	20.93	5.47	16.39	2.46	-10.22	-2.29
	Promedio	38.00	18.24	22.59	19.75	4.35	15.41
	DE	11.77	4.80	9.09	9.97	8.83	9.73
	CV	0.31	0.26	0.40	0.50	2.03	0.63
Miranda	Máximo	78.88	35.11	32.95	50.66	11.84	55.88
	Mínimo	32.52	19.70	16.93	12.83	-12.27	6.06
	Promedio	58,05	25.33	27.16	32.72	1.83	30.89
	DE	13.12	3.85	5.04	11.16	5.97	13.37
	CV	0.23	0.15	0.19	0.34	3.26	0.43
Falcón	Máximo	68.25	26.09	34.75	43.25	16.32	33.50
	Mínimo	28.90	9.85	18.80	2.81	-0.89	3.70
	Promedio	38.73	21.25	26.10	17.49	4.85	12.64
	DE	9.93	5.03	4.36	10.25	4.85	7.97
	CV	0.26	0.24	0.17	0.59	1.00	0.63
Todos los sitios	Máximo	78.88	35.11	75.43	50.66	50.43	55.88
	Mínimo	20.93	5.47	16.39	2.46	-12.27	-2.29
	Promedio	43.61	20.76	24.51	22.85	3.76	19.01
	DE	14.69	5.47	7.62	11.93	7.50	12.75
	CV	0.34	0.26	0.31	0.52	1.99	0.67

DE: Desviación estándar; CV: Coeficiente de variación

superior (0.40) debido a la presencia de una muestra con un valor muy alto (BaCa-63 con 75.43 de LC), al contrario, en los estados Miranda y Falcón el CV de LC fue de 0.19-0.17, respectivamente.

## Índices de Consistencia Índice de Plasticidad

Los índices de plasticidad de las muestras recolectadas en el Estado Falcón, carretera Morón-Mirimire, van desde 2.81 hasta 43.25 (Tabla 2), siendo este último valor bastante alto, la mayoría de las muestras presentan IP superiores a 30, lo que señala que las muestras de esta zona son bastante plásticas, solo dos de las muestras recolectadas no tienen IP. El promedio general del IP obtenido para esta carretera es de 17.49%, el cual se considera mediano a alto.

En el Estado Anzoátegui, carretera Barcelona-Cantaura, se observan en general valores de IP ampliamente distribuidos, los IP van desde 2.46, valor considerado muy bajo, hasta un IP de 48.14 (Tabla 2), bastante alto. La mayoría de los valores están entre 10 y 30, lo que evidencia que se pueden esperar distintos comportamientos respecto a la plasticidad en esta zona, el promedio general de los IP obtenidos para esta carretera es de 19.75%; considerado como mediano a alto.

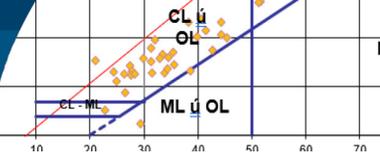
En el estado Miranda los valores de IP de las muestras en las carreteras Charallave-Ocumare y Charallave-Santa Teresa van desde 12.83 bajo, hasta 50.66. Los valores de IP para las muestras recolectadas en este estado también son bastante heterogéneos, mientras que dos de las muestras estudiadas no presentaron IP. El promedio general de los IP en el estado Miranda es alto (32.72, según Tabla 2).

## Índice de Friabilidad

Los IF de las carreteras del estado Miranda son muy bajos con promedio de 1.83 (Tabla 2), mientras que para Anzoátegui y Falcón los IF, aunque también bajos, fueron un poco superiores entre 4.35-4.85. Para algunas muestras los valores de IF fueron negativos, de manera que, en general, los CV de todos los sitios estudiados fueron muy altos.

## Índice de Contracción

El índice de contracción de los suelos del estado Miranda es alto (promedio de 30.89) y muy superior al encontrado para Anzoátegui y Falcón con valores similares (15.41 y 12.64, respectivamente). En Anzoátegui una de la muestra presentó un IC negativo (-2.29).



## Cartas de plasticidad

El límite líquido y el índice plástico propuestos por Atterberg son parámetros físicos fáciles de obtener en el laboratorio, Casagrande en 1932 estudió la relación entre ambos parámetros para un amplio universo de muestras de suelo, logrando así una separación adecuada de arcillas y limos; la gráfica resultante de esa relación, es actualmente de uso generalizado, y se conoce como la Carta de Plasticidad para el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). A continuación, se muestran tres gráficas que representan la relación entre IP y LL del conjunto de muestras de cada zona; las muestras están representadas sobre las gráficas por rombos color naranja.

En la Figura 3 se observa para el estado Falcón, dos grupos bien definidos en la carta de plasticidad para el conjunto de muestras ahí estudiadas, un grupo mayoritario ubicado en el área de arcillas de alta plasticidad (CH), otro grupo en el área de arcillas de baja plasticidad (CL), y solo dos muestras en el límite entre arcillas de alta plasticidad (CH) y limos de alta plasticidad (MH). Resumiendo, las muestras tomadas en el estado Falcón son en general muy plásticas, mayoritariamente arcillas de alta plasticidad (CH).

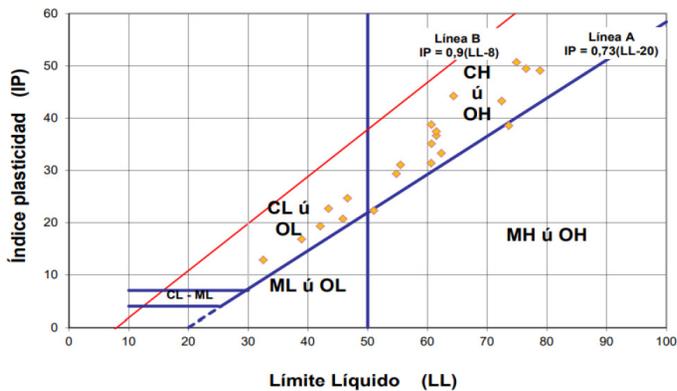


Figura 3: Carta de plasticidad de las muestras escogidas en Falcón.

En el estado Anzoátegui (Figura 4), se observan dos grupos bien definidos en la carta de plasticidad, un grupo claramente mayoritario ubicado en el área de arcillas de baja plasticidad (CL), otro grupo menos significativo en el área de arcillas de alta plasticidad (CH), una muestra sobre los limos de baja plasticidad (ML) y otra muestra clasificada como una arcilla limosa (CL-ML). Los sedimentos tomados en el estado Anzoátegui son en

general poco plásticos, mayoritariamente arcillas de baja plasticidad (CL).

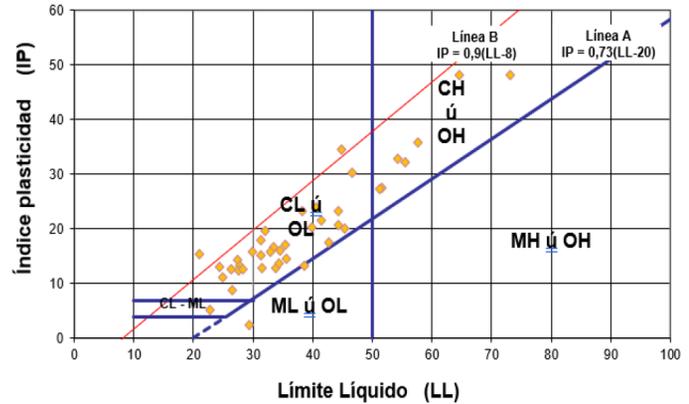


Figura 4: Carta de plasticidad de las muestras de Anzoátegui

La Figura 5 muestra la carta de plasticidad para el conjunto de muestras tomadas en el estado Miranda. Se observa un grupo claramente mayoritario ubicado en el área de arcillas de baja plasticidad (CL), otro grupo menos significativo en el área de limos de baja plasticidad (ML) y solo una muestra sobre las arcillas de alta plasticidad (CH). Las muestras tomadas en Miranda son en general poco plásticas, principalmente arcillas de baja plasticidad (CL).

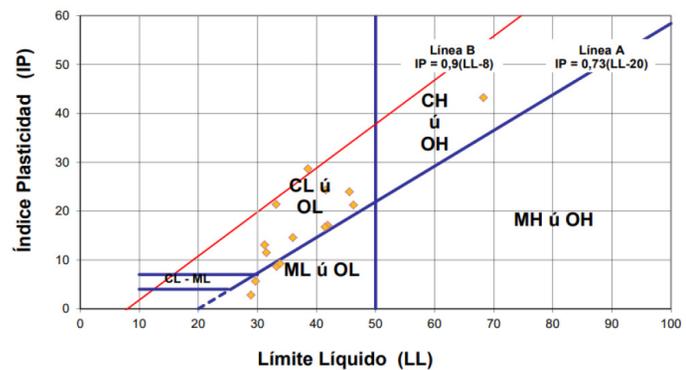
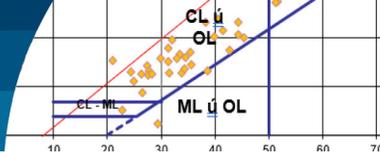


Figura 5: Carta de plasticidad de las muestras de Miranda

## Ensayo de presión de expansión

Aunque se consideraron diversos criterios para identificar el potencial de expansión PE, finalmente se seleccionaron los rangos de valores de PE basados en IP propuesto por Chen (1988). Para la aplicación del ensayo de presión de expansión se seleccionaron en el estado Falcón doce muestras (Tabla 3). La muestra MoMi-11 ejerce la mayor PE (1103 kPa), lo cual según el criterio de Chen (1988),



corresponde a un PE muy alto. La mínima PE registrada para Falcón es de 64 kPa (muestra MoMi-19). En general, las muestras seleccionadas ejercen en promedio una presión de expansión de 380 kPa. En la Tabla 3 se anotan los resultados obtenidos para el estado Anzoátegui. La muestra BaCa-36 es la que ejerce mayor PE, con un valor de 909 kPa. La mínima presión de expansión para las muestras de este estado es de 15 kPa (muestra BaCa-06). Las muestras seleccionadas de Anzoátegui tienen en promedio una presión de expansión de 300 kPa. En el estado Miranda, la muestra ChO-04 ejerce la mayor PE con un valor de 188 kPa, mientras que la mínima PE registrada en ese estado es de 10 kPa (muestra ChO-09). En promedio la presión de expansión de 61 kPa en Miranda es baja e inferior al de las otras regiones estudiadas.

### Ensayo de expansión libre

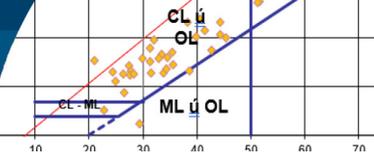
En la Tabla 3 se presentan los resultados para el ensayo de expansión libre para el estado Falcón. Se observa que la muestra que ejerce el mayor porcentaje de expansión libre EL es la muestra MoMi-11 con un aumento de volumen alto de 35.9%, mientras que la mínima EL es de 8.2% (muestra MoMi-23). En general, las muestras seleccionadas de Falcón presentan un promedio de EL de 19%, considerado por Das (2012) como muy alto. La muestra que ejerce mayor EL para el estado Anzoátegui es la BaCa-13 con 22.7% y la mínima EL registrada para este estado es de 4.2% (BaCa-40). Las muestras seleccionadas presentan un promedio de EL de 14%, considerado como alto. Los resultados obtenidos en el ensayo de EL para el estado Miranda presentan un aumento de volumen alto de 19.8% para la muestra ChSt-06, mientras que la mínima EL registrada para las muestras de este estado es de 5.8% (muestra ChSt-03). En Miranda la EL presenta un promedio de 12% (Tabla 3), el mismo es considerado como medio-alto.

### Discusión

El comportamiento característico de los suelos expansivos provocando hinchazón y contracción al estar en contacto con el agua puede causar los siguientes problemas en estructuras o proyectos de construcción: daños a estructuras ligeras como aceras y calzadas, levantamiento de edificios, daños a sótanos y asentamientos de edificios, grietas en paredes y techos, daños en tuberías y otros servicios

Tabla 3: Valores del Índice de Plasticidad IP, presión de expansión y de expansión libre en los suelos. MoMi y BaCa corresponden a muestras de Falcón y Anzoátegui, respectivamente y ChO y ChSt a muestras de Miranda

Muestra	IP, %	Presión de expansión, kPa	Expansión libre, %
MoMi-03	22.65	75	8.9
MoMi-07	38.74	789	18.9
MoMi-09	44.20	376	24.5
MoMi-10	50.66	540	25.7
MoMi-11	49.44	1103	35.9
MoMi-13	33.26	370	13.5
MoMi-14	24.65	176	-
MoMi-15	49.07	907	15.3
MoMi-16	43.24	101	-
MoMi-19	12.83	64	-
MoMi-22	16.81	76	-
MoMi-23	19.30	75	8.2
BaCa-02	11.09	88	-
BaCa-06	15.46	15	-
BaCa-09	23.24	88	-
BaCa-13	32.87	279	22.7
BaCa-17	14.52	252	13.2
BaCa-19	19.58	175	-
BaCa-22	23.19	777	14.0
BaCa-25	27.35	561	-
BaCa-29	32.21	51	5.9
BaCa-30	12.37	30	-
BaCa-34	48.12	580	17.3
BaCa-35	30.29	278	15.5
BaCa-36	48.14	909	11.4
BaCa-38	34.53	402	17.3
BaCa-40	12.61	63	4.2
ChO-02	23.97	51	7.0
ChO-04	24.34	188	16.7
ChO-05	9.27	25	-
ChO-08	13.10	13	-
ChO-09	5.65	10	-
ChSt-01	17.10	35	-
ChSt-02	14.59	35	-
ChSt-03	28.68	80	5.8
ChSt-06	43.25	102	19.8
ChSt-07	21.39	76	-



públicos (Patel, 2019). También puede ocurrir movimiento lateral de cimentaciones y muros de contención debido a la presión ejercida sobre las paredes verticales y, pérdida de resistencia al cizallamiento residual causando inestabilidad de taludes. La información acá generada señala la presencia de arcillas expansivas a lo largo de las diferentes zonas de estudio ubicadas en el norte de Venezuela lo que les confieren patologías como las arriba descritas (Patel, 2019).

La granulometría típica de todos los suelos analizados es principalmente fina (limos y arcillas), en el estado Anzoátegui el promedio de tamaño de granos finos es de 86%, mientras que en Falcón y Miranda son un poco menores, 82% y 67% respectivamente.

En la Tabla 4 se presenta una compilación resumida de datos de la literatura para diferentes sitios del mundo sobre los límites de consistencia de Atterberg y de IP. Los valores de las arcillas expansivas aquí estudiados fueron, en general, comparables con la información de la literatura para suelos expansivos (Codevilla, 2008; Deng *et al.*, 2017; Zolfaghari *et al.*, 2015). No obstante, llama la atención la escasa data en suelos tropicales. Como referencia a este punto, la extensa información presentada por Keller y Dexter (2012) donde se incluyen data de LL y LP para 78 suelos superficiales de diferentes continentes, solo contempla información para la zona templada de América del Norte, Europa y Australia.

**Tabla 4: Datos sobre los límites de Atterberg y de IP para diferentes sitios del mundo**

LL (%)	LP (%)	IP	Sitio	Referencia
55-83	21-38	12-18	Argentina	Codevilla (2008)
62.68	28.34	26.75	China	Deng <i>et al.</i> (2017)
32-110	12-66	8-79	Arabia Saudita	Sabtan <i>et al.</i> (2005)
23.7-92.0	13.7-54.0	28.0	Múltiples Sitios	Keller y Dexter (2012)
40.3-62.1	3.5-49.1	0.8-42.3	Irán	Zolfaghari <i>et al.</i> (2015)
20.9-78.9	5.5-35.1	2.5-50.7	Venezuela	Este trabajo

En este trabajo, el estado Miranda fue el que presentó el mayor número de suelos con valores de LL altos (superior a 50). En general, IP de las arcillas expansivas del norte de Venezuela es alto, con un promedio global de 22.85, siendo la región del estado Falcón la que presentó un promedio

moderado (17.49). El límite de contracción promedio de las arcillas del norte de Venezuela es alto (24.51), superior al presentado por Zolfaghari *et al.* (2015) para suelos limosos (12.0) de Irán, para un suelo arenoso bien gradado (5.24) de las sabanas de Monagas, Venezuela, y en suelos expansivos (12-18) del Gran Buenos Aires, Argentina (Codevilla, 2012).

Por otro lado, los valores de los índices de friabilidad (IF) y de contracción (IC) de las arcillas del norte de Venezuela presentaron un valor promedio de 3.76 y 19.01, respectivamente. El promedio de IF de estas arcillas es muy inferior a los anotados por Zolfaghari *et al.* (2015) para suelos de Irán (16.4-20.2) y para un suelo de sabana de Venezuela. Igualmente, el valor promedio del IC resultó inferior al presentado por Zolfaghari *et al.* (2015) para suelos de Irán (37.1-40.9).

## Relaciones entre la presión de expansión y la expansión libre con IP

La correlación entre la presión de expansión e IP para las tres regiones estudiadas se presentan en la Tabla 5, en todos los casos se encontró una alta correlación entre ambos parámetros. Estos resultados corroboran que el criterio usado para evaluar el Potencial de Expansión PE de un suelo arcilloso basado en IP (Chen, 1988), criterio bastante adecuado por lo preciso y fácil de medir que es IP. Por lo tanto, se considera apropiado para ser usado en el estudio e identificación del comportamiento expansivo de estos tipos de suelos.

**Tabla 5: Análisis de correlación entre la presión de expansión e IP para las tres regiones estudiadas. \*\*\* y \*\*\*\* significativos  $p \leq 0.01$  y  $0.005$ , respectivamente**

Anzoátegui	Falcón	Miranda	Todas las muestras
0.680****	0.761****	0.631***	0.601****

El ensayo de expansión libre fue realizado para un universo menor de muestras, por lo que las relaciones entre expansión libre y presión de expansión y con IP se presentan para el global de muestras, y no por regiones (Tabla 6). La expansión libre mostró una fuerte asociación tanto con el IP como con la presión de expansión, con un valor de significación entre IP y EL (0.653\*\*\*\*) muy parecido al encontrado para el caso de la relación entre IP y PE (0.601\*\*\*\*, Tabla 5).

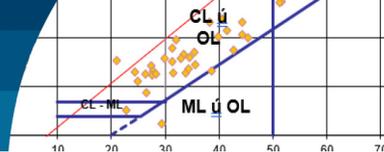


Tabla 6: Análisis de correlación entre la expansión libre EL con IP y la presión de expansión PE para las tres regiones estudiadas \*\*\* y \*\*\*\* significativos  $p \leq 0.01$  y  $0.005$ , respectivamente

Parámetro	IP	PE
EL	0.653****	0.585***

## Relaciones entre los límites de Atterberg

Cuando se relacionan los valores de los diferentes límites Atterberg entre sí, se encontraron muy altas correlaciones entre LL con LP, LC e IP (Tabla 7). Destaca, como es de esperar, la fuerte asociación entre el LL e IP, esta relación, como se conoce, constituye el andamiaje para la construcción de las cartas de plasticidad de Casagrande. El LP se relaciona también, aunque con más baja probabilidad, con el índice de contracción y con IP (Tabla 7), finalmente, entre LC e IP se encontró igualmente una fuerte asociación.

Tabla 7: Análisis de correlación entre los diferentes límites de Atterberg para todos los suelos

	LL	LP	LC	IP
LL	-	0.643****	0.497****	0.936****
LP	0.643****	-	0.381****	0.334****
LC	0.497****	0.381****	-	0.437****

## Conclusiones

Los suelos expansivos del norte de Venezuela (SENV) presentan, en general, una granulometría fina compuesta de limos y arcillas. Para las arcillas expansivas AE de los estados Anzoátegui y Falcón se encontraron contenidos promedio de partículas finas muy similares, de 86% (Anzoátegui) y 82% (Falcón), mientras que los suelos del estado Miranda las AE son más heterogéneas que los de las otras dos zonas, con contenidos en gravas y arenas mucho mayores y, en consecuencia, con contenidos de partículas finas menor (67%). Aunque muchas de las muestras presentaron altos valores de índice de plasticidad IP (por encima de los 30), el promedio para el total de muestras analizadas fue de 22.85 por lo que los SENV se caracterizan por presentar un IP mediano a alto.

Un estudio más detallado en base a la carta de plasticidad permite concluir que las muestras tomadas en el estado Falcón son en general muy plásticas, mayoritariamente arcillas de alta plasticidad (CH). Mientras que en el estado Anzoátegui, se observa: un grupo mayoritario ubicado en

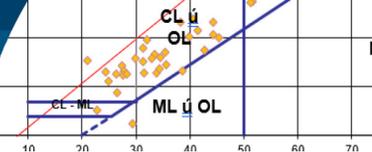
el área de arcillas de baja plasticidad (CL) y otro grupo menos significativo en el área de arcillas de alta plasticidad (CH). Por otro lado, para Miranda, se observa un grupo claramente mayoritario ubicado en el área de arcillas de baja plasticidad (CL), otro grupo menos significativo en el área de limos de baja plasticidad (ML), por lo que son principalmente arcillas de baja plasticidad (CL).

Todas las carreteras estudiadas presentan arcillas expansivas, el valor más alto de potencial de expansión registrado fue 1103 kPa para Falcón, 909 kPa para Anzoátegui, mientras que el máximo de presión de expansión en Miranda fue mucho más bajo (188 kPa), aunque todavía catalogado como correspondiente a un suelo expansivo.

La correlación de la presión de expansión PE e IP indica una alta asociación entre ambos parámetros. Estos resultados corroboran que el criterio usado para evaluar el potencial de expansión de un suelo arcilloso basado en el IP propuesto por Chen (1988) es bastante adecuado, por lo tanto, se recomiendan los valores del IP como criterio en el estudio e identificación del comportamiento expansivo de estos suelos. Las correlaciones de los valores de los límites Atterberg entre sí señalan muy altas asociaciones entre LL con LP, LC e IP. Destaca, como esperado, la fuerte asociación entre el límite líquido y el índice de plasticidad, esta relación, constituye el andamiaje para la construcción de las cartas de plasticidad de Casagrande. El límite plástico se relaciona bien con en el índice de contracción y con el índice de plasticidad, finalmente, entre LC e IP se encontró igualmente una fuerte asociación.

## Referencias

- ASTM D6913 (2017). Standard test methods for particle-size distribution (gradation) of soils using sieve analysis. West Conshohocken PA, USA
- ASTM D2216 (2019). Standard test methods for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass. West Conshohocken PA, USA
- ASTM D4318 (2017). Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils. West Conshohocken PA, USA
- ASTM D427 (2004). Test method for shrinkage factors of soils by the mercury method. West Conshohocken PA, USA



- ASTMD4546 (2021). Standard test methods for one-dimensional swell or collapse of cohesive soils. West Conshohocken PA, USA
- Chen, F. (1988). *Foundations on expansive soils*. Elsevier Scientific Publishing Company, USA
- Codevilla, M. (2008). Arcillas expansivas del Gran Buenos Aires. *XIX Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*, La Plata, Provincia de Buenos Aires, Argentina
- Das, B. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. Editorial Cengage Learning, 7ma edición, México
- Deng, Y., Cai, C., Xia, D., Ding, S., Chen, J. and Wang, T. (2017). Soil Atterberg limits of different weathering profiles of the collapsing gullies in the hilly granitic region of southern China. *Solid Earth* 8(2), 499–513
- Kalantari, B. (2012). *Foundations on expansive soils: a review*. *Research Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology* 4(18), 3231-3237
- Keller, T., and Dexter, A.R. (2012). Plastic limits of agricultural soils as functions of soil texture and organic matter content. *Soil Research* 50(1), 7–17
- López, C.I. y Guevara, E.J. (2012). *Determination and evaluation of expansive and dispersive clays in three locations in northern Venezuela, Anzoátegui, Falcón and Miranda states*. Proyecto de título de Ingeniero Geólogo, Universidad Central de Venezuela
- López-Hernández, D. (2019). *Sabanas del Orinoco: Producción primaria y biogeoquímica de los elementos*. Colección de Estudios Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales. Caracas, Venezuela
- López-Hernández, D., Mahia-Masip, M.A., Meléndez, W. and López-Contreras, A. (2022).  $\text{NH}_4^+$  fixation and ionic competition with  $\text{K}^+$  in a clayey soil from Ocumare Del Tuy, Venezuela. *Canadian Journal of Agriculture and Crops* 7(2), 38-45
- Ng, C.W.W. and Menzies, B. (2007). *Advanced unsaturated soil mechanics and engineering*. Taylor & Francis Group, Abingdon, UK
- Patel, A. (2019). *Geotechnical investigations and improvement of ground conditions*. Woodhead Publishing Series in Civil and Structural Engineering, UK, 167-191
- Prieto, N. y López-Hernández, D. (1984). Estudios físicos y químicos de suelos en la región del Estero de Camaguán (Edo. Guárico). *Boletín de la Sociedad Venezolana de Ciencias Naturales* 39, 215-226
- Rao, A.S., Phanikumar, B.R. and Sharma, R.S. (2004). Prediction of swelling characteristics of remoulded and compacted expansive soils using free swell index. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology* 37(3), 217–226
- Rodríguez, P.C.A. (2020). Un método simplificado de predicción de hinchamiento de arcillas expansivas debido a cambios de humedad. *Obras y Proyectos* 28, 35-44
- Rodríguez Castiblanco, E.A. (2014). *Evaluación del comportamiento geomecánico de arcillas en el sector de Campoalegre-Ciudad de Barranquilla*. Tesis de Magister en Ingeniería-Geotecnia, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, Colombia
- Sabtan, A.A. (2005). Geotechnical properties of expansive clay shale in Tabuk, Saudi Arabia. *Journal of Asian Earth Sciences* 25(5), 747–757
- Seed, H.B., Woodward, R.J. and Lundgren, R. (1962). *Prediction of swelling potential for compacted clays*. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 88(3), 53-87
- Shi, B., Jiang, H., Liu, Z. and Fang, H.Y. (2002). Engineering geological characteristics of expansive soils in China. *Engineering Geology* 67, 63-71
- Vorwerk, S., Cameron, D. and Keppel, G. (2015). Clay soil in suburban environments: Movement and stabilization through vegetation. Part 3, chapter 22 in *Ground Improvement Case Histories*, B. Indraratna, J. Chu, and C. Rujikiatkamjorn (eds.), Butterworth-Heinemann, 655–682
- Zolfaghari, Z., Mosaddeghi, M.R., Ayoubi, S. and Kelishadi, H. (2015). Soil Atterberg limits and consistency indices as influenced by land use and slope position in Western Iran. *Journal of Mountain Science* 12(6), 1471-1483
- Zumraw, M. (2013). Swelling potential of compacted expansive soils. *International Journal of Engineering Research & Technology* 2(3), 1-6

## Guía para publicar en Obras y Proyectos

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

Moffat, R., Correia, N. and Pastén, C. (2016). Comparison of mean shear wave velocity of the top 30 m using downhole, MASW and bender elements methods. *Obras y Proyectos* **20**, 6-15

Escribano, D.E. and Nash, D.F.T. (2015). Changing anisotropy of  $G_0$  in Hostun sand during drained monotonic and cyclic loading. *Soils and Foundations* **55**(5), 974-984

Kausel, E. (2017). *Advanced structural dynamics*. Cambridge University Press
6. 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:

Moffat, R., Correia, N. and Pastén, C. (2016). Comparison of mean shear wave velocity of the top 30 m using downhole, MASW and bender elements methods. *Obras y Proyectos* **20**, 6-15

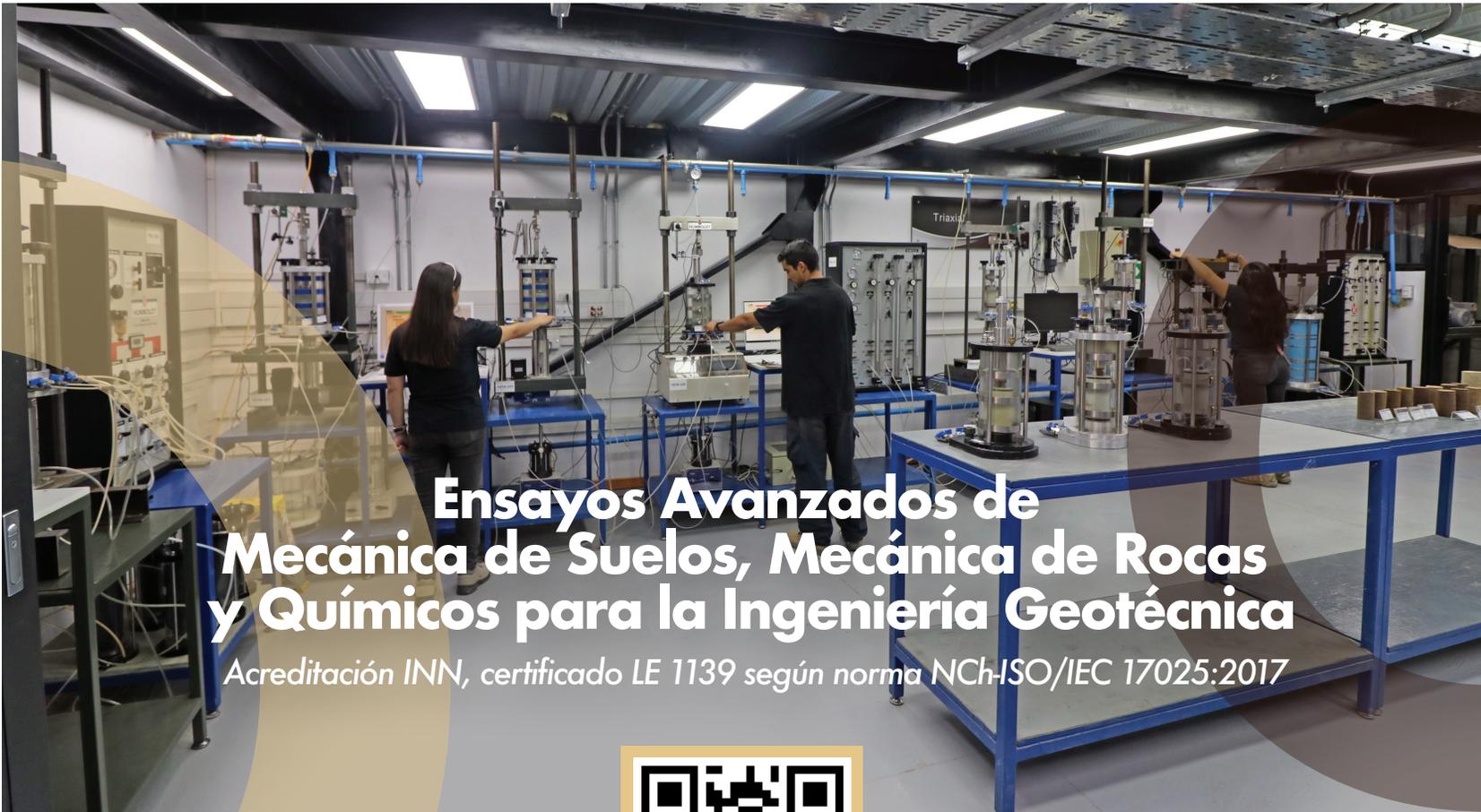
Escribano, D.E. and Nash, D.F.T. (2015). Changing anisotropy of  $G_0$  in Hostun sand during drained monotonic and cyclic loading. *Soils and Foundations* **55**(5), 974-984

Kausel, E. (2017). *Advanced structural dynamics*. Cambridge University Press, UK
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.



# ONEGEOTECNIA

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, ROCAS E INVESTIGACIÓN



## Ensayos Avanzados de Mecánica de Suelos, Mecánica de Rocas y Químicos para la Ingeniería Geotécnica

Acreditación INN, certificado LE 1139 según norma NCh-ISO/IEC 17025:2017



[www.onegeotecnia.cl](http://www.onegeotecnia.cl)

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

tel: +56 22604 8203 / +56 22604 8202 / +56 22728 6233



# 30 años

al servicio de la región y el país

# EMPRO

Ensayos de Materiales y Prospecciones

SUELOS - HORMIGONES - ASFALTOS

## Ingeniería

Mecánica de Suelos  
Fundaciones  
Taludes  
Mejoramiento de Terreno

## Control de Obras Civiles

Densidad In Situ  
Hormigones  
Asfaltos

## Prospección de Suelos

Sondajes Marítimos  
Sondajes Terrestres  
Calicatas

## Laboratorio Acreditado

bajo NCh-ISO 17025 y  
registro vigente MINVU

# 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 la página [www.ingenieria.ucsc.cl](http://www.ingenieria.ucsc.cl)



**Expertos en soluciones  
geotécnicas**

**ISCHEBECK**  
**CHILE**



## Geotecnia

- Aplicaciones especiales
- Cimentaciones y recalces
- Retrofijación paredes tablestacadas
- Protección contra subpresión
- Protección excavaciones profundas
- Protección de taludes
- Anclado de muros de retención
- Minería, túneles y galerías



## Entibación

- Agua potable o APR
- Red de alcantarillado
- Tendido de gas
- Colector de aguas lluvias
- Fibra óptica y línea eléctrica subterránea
- Foso o pique para hincado de tuberías
- Reparación matriz de agua potable
- Soluciones especiales, minería y tratamiento de agua





# EJECUCIÓN DE MURO PANTALLA



## VENTAJAS

Permite ejecutar instalaciones en espacios reducidos.

Otorga impermeabilización y estanqueidad a las paredes de la excavación.

Se adapta a los sistemas típicos de anclajes postensados y pasivos.

Es posible utilizar el muro pantalla como muro perimetral del edificio, conectando losas, vigas, muros, etc al sistema de entibación.

**Ferrara** sigue aumentando su abanico de soluciones geotécnicas, en esta ocasión les presentamos nuestra **Grúa Bauer MC32** para la ejecución de Muros Pantallas y Barrets. La ejecución de Muros Pantalla es una técnica ideal para entibación como también para la ejecución de paredes continuas impermeabilizantes.

En Chile su utilización es frecuente en obras como estacionamientos subterráneos, entibaciones, pasos bajo nivel, paredes de impermeabilización en embalses, sentinas de captación, etc.

En cuanto a los barrets, estas son la alternativa mecanizada a la ejecución de pilas y en ocasiones cuando los espacios son reducidos para la ejecución de pilotes.

**Ferrara** dispone de espesores desde 40cm hasta 80cm para la ejecución de esta tecnología.

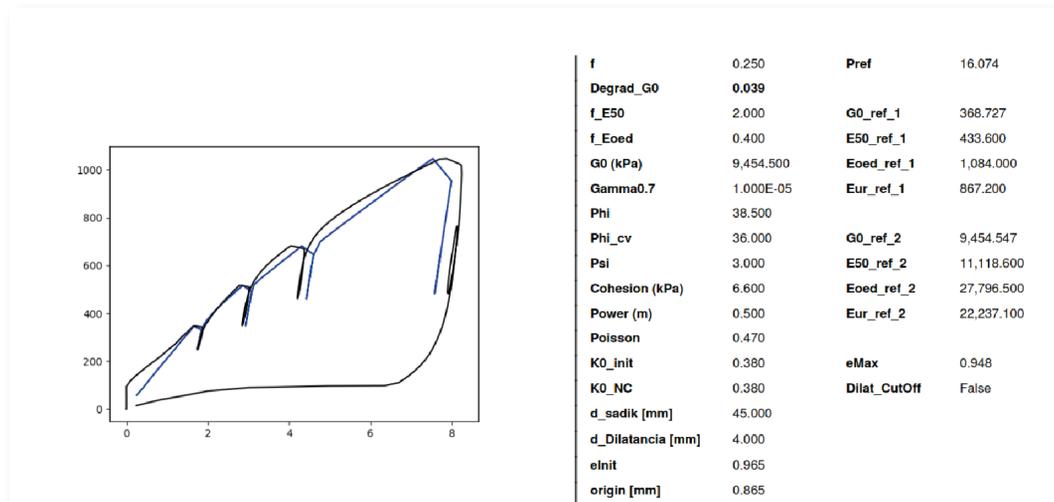


# Excelencia en Geotecnia



## Servicios

- > Estudios Geotécnicos
- > Diseño de Entibaciones y Socalzados
- > Modelación con Elementos Finitos
- > Diseño de Pilotes y Micropilotes
- > Estabilización de Taludes



Calibración de modelos constitutivos mediante presiómetro



Presiómetro