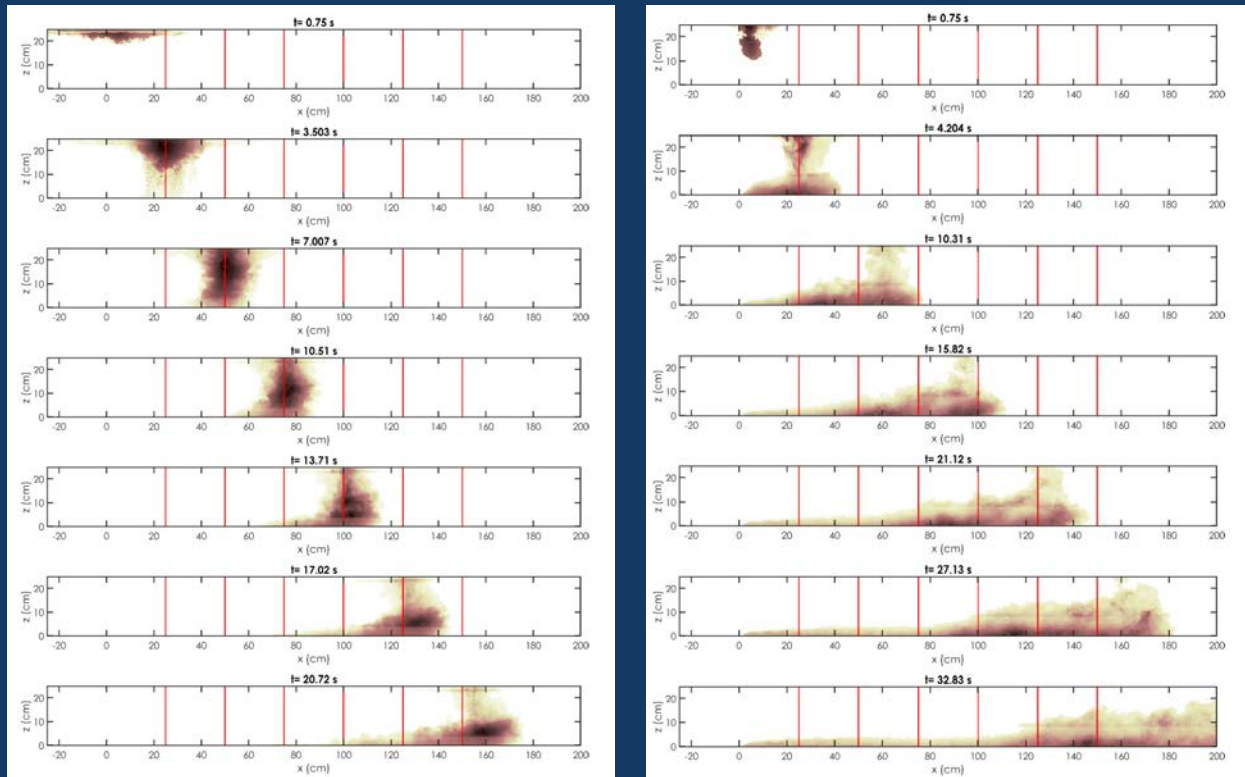




OBRAS Y PROYECTOS

REVISTA DE INGENIERÍA CIVIL

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE LA SANTÍSIMA CONCEPCIÓN



Flujo en un canal interbahías para la renovación de las aguas en Bahía San Vicente (Chile)

Flow in an interbay channel for water renovation in San Vicente Bay (Chile)

M. Pedreros-Guarda y D. Figueroa

Is Rhodamine a good tracer to predict coal transport in water?

¿Es la rodamina un buen trazador para predecir el transporte de carbón en agua?

P. Winckler, F. Molteni, M. Reyes, A. Gubler, J. Sandoval and R. Aleixo

Seismic soil classification using a new standard proposal and comparison with the current standard for sites located in Reñaca and Concón

Clasificación sísmica del suelo con una nueva propuesta de norma y comparación con la norma actual para sitios localizados en Reñaca y Concón

D. Raddatz, G. Aguirre and O. Taiba

Analysis of the effect of fines content and loading frequency on the shear modulus and damping ratio of gravels

Análisis del efecto del contenido de finos y la frecuencia de carga en el módulo de corte y razón de amortiguamiento en gravas

L. Dorador, C. Barrera, J. Rozas and F. Villalobos

Comparación de dos funcionales de optimización para el control de estructuras monosimétricas sometidas a sismos de ancho de banda amplio por medio de dos amortiguadores de columna de líquido sintonizados

Comparison of two optimization functionals for the control of monosymmetric structures subject to broad bandwidth earthquakes by means of two tuned liquid column dampers

G. Espinoza, E. Casanova, N. Moya, G. Coloma y A. Suazo

Vulnerabilidad sísmica del sistema estructural prefabricado gran panel Soviético en edificios deteriorados y transformados

Seismic vulnerability of the prefabricated Soviet great panel system in deteriorated and transformed buildings

Y. Socarrás y E. Álvarez

Propuesta de implementación de la metodología BIM 5D para obras de cimentaciones industriales en la Planta de Oxígeno de Arauco

BIM 5D methodology implementation proposal for industrial foundation works in the Oxygen Plant in Arauco

G. Bustamante, J. Ochoa y F. González

Uso de escoria de cobre de un vertedero abandonado en mezclas asfálticas

Use of copper slag from an abandoned landfill in asphalt mixes

A. Nazer, M. Castillo, A. López, L. Ortiz y O. Pavez



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

✓ **PROFESIONALES Y TÉCNICOS CALIFICADOS**
Más de 20 años de experiencia internacional nos avalan,
profesionales altamente capacitados y reconocidos.

LMMG

SONDAJES

ESTUDIOS

MONITOREO IN SITU

SONDAJE CPTu

SONDAJE DIAMANTINA HQ/HQ3

ENSAYOS IN-SITU

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

Consúltanos por tu proyecto para evaluar alternativas

+569 87580155

contacto@Lmmg.cl

www.Lmmg.cl



PROYECTO SECADOR GEOSOLAR UCSC

El Proyecto consiste en la habilitación y puesta en marcha de un Secador Geosolar apto para la realización de ensayos de secado de diferentes materiales (aserrín, biomasa, algas, entre otros).

Utilizando diferentes métodos, fines y fuentes de Energías Renovables: Solar Térmica y Geotermia Somera con bomba de calor (o de baja entalpía).



- Secador Geosolar UCSC
- Intercambiador horizontal lineal
- Intercambiador horizontal circular
- Intercambiador vertical espiral

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

Editor

Dr. Felipe Villalobos
Universidad Católica de la Santísima Concepción

Comité asesor

Dr. Óscar Link
Universidad de Concepción, Chile
Dr. Arsenio Negro
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
Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia
Dr. Iván Salazar
Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile
Dra. Alejandra Stehr
Universidad de Concepción, Chile
Dr. Tetsuo Tobita
Universidad de Kansai, Osaka, Japón
Dr. Ingo Weidlich
HafenCity University, Hamburgo, Alemania
Dr. Torsten Wichtmann
Ruhr University Bochum, Alemania
Dr. Patricio Winckler
Universidad de Valparaíso, Chile

Diseño y diagramación

VCR Publicidad
vcrpublicidad@gmail.com
56 9 88823187


Contacto y envío de artículos

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

Avisos comerciales y suscripciones

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

Periodicidad: semestral (edición de Otoño y Primavera)

Revista indexada y catalogada en  www.scielo.conicyt.cl

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

 http://apps.webofknowledge.com

Definición de la Revista

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

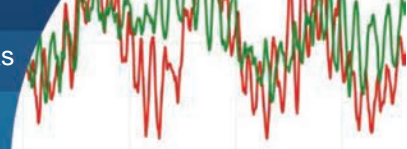
Revisión de artículos por pares evaluadores externos

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

Contenidos



- 6** Flujo en un canal interbahías para la renovación de las aguas en Bahía San Vicente (Chile)
Flow in an interbay channel for water renovation in San Vicente Bay (Chile)
M. Pedreros-Guarda y D. Figueroa
- 16** Is Rhodamine a good tracer to predict coal transport in water?
¿Es la rodamina un buen trazador para predecir el transporte de carbón en agua?
P. Winckler, F. Molteni, M. Reyes, A. Gubler, J. Sandoval and R. Aleixo
- 30** Seismic soil classification using a new standard proposal and comparison with the current standard for sites located in Reñaca and Concón
Clasificación sísmica del suelo con una nueva propuesta de norma y comparación con la norma actual para sitios localizados en Reñaca y Concón
D. Raddatz, G. Aguirre and O. Talba
- 39** Analysis of the effect of fines content and loading frequency on the shear modulus and damping ratio of gravels
Análisis del efecto del contenido de finos y la frecuencia de carga en el módulo de corte y razón de amortiguamiento en gravas
L. Dorador, C. Barrera, J. Rozas and F. Villalobos
- 50** Comparación de dos funcionales de optimización para el control de estructuras monosimétricas sometidas a sismos de ancho de banda amplio por medio de dos amortiguadores de columna de líquido sintonizados
Comparison of two optimization functionals for the control of monosymmetric structures subject to broad bandwidth earthquakes by means of two tuned liquid column dampers
G. Espinoza, E. Casanova, N. Moya, G. Coloma y A. Suazo
- 60** Vulnerabilidad sísmica del sistema estructural prefabricado gran panel Soviético en edificios deteriorados y transformados
Seismic vulnerability of the prefabricated Soviet great panel system in deteriorated and transformed buildings
Y. Socarrás y E. Álvarez
- 74** Propuesta de implementación de la metodología BIM 5D para obras de cimentaciones industriales en la Planta de Oxígeno de Arauco
BIM 5D methodology implementation proposal for industrial foundation works in the Oxygen Plant in Arauco
G. Bustamante, J. Ochoa y F. González
- 91** Uso de escoria de cobre de un vertedero abandonado en mezclas asfálticas
Use of copper slag from an abandoned landfill in asphalt mixes
A. Nazer, M. Castillo, A. López, L. Ortiz y O. Pavez



Flujo en un canal interbahías para la renovación de las aguas en Bahía San Vicente (Chile)

Flow in an interbay channel for water renovation in San Vicente Bay (Chile)

Fecha de entrega: 31 de agosto 2021

Fecha de aceptación: 24 de noviembre 2021

María Pedrerros-Guarda¹ y Dante Figueroa²

¹ Departamento de Sistemas Acuáticos, Facultad de Ciencias Ambientales, Universidad de Concepción, Concepción, Chile, mapedrerros@udec.cl

² Departamento de Geofísica, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Concepción, Concepción, Chile, dantefigueroa@udec.cl

La bahía San Vicente, en el litoral de Chile central, es un cuerpo de agua particularmente contaminado. En este trabajo se propone la construcción de un canal que la comuniqué con la bahía de Concepción, para ayudar a su descontaminación. Usando una versión corregida del modelo de canal de Vennell se calcula el flujo de agua entre ambas bahías, sin y con una compuerta entre ellas, y se muestra que en el segundo caso la combinación de diferencia mareal y los vientos logran en cerca de un mes la renovación de las aguas de la zona más críticamente contaminada de bahía San Vicente.

Palabras clave: canal artificial, forzante mareal, bahía contaminada, Chile Central

San Vicente Bay, in central Chile, is a particularly polluted body of water. In this work the construction of a canal that connects it with Concepción Bay is proposed, to help decontaminate it. Using a modified version of the Vennell channel model, the water flow between the two bays is calculated, without and with a gate between them. It is shown that in the second case the combination of the tidal difference and the winds achieved in about a month the renovation of the most critical part of San Vicente Bay.

Keywords: artificial channel, tidal forcing, contaminated bay, Central Chile

Introducción

Las bahías son zonas marinas protegidas de manera natural, por lo que muchos grupos humanos se concentran en su entorno (DIRECTEMAR, 2019). En consecuencia allí se desarrollan actividades comerciales, estratégicas, y recreacionales. Este uso trae consigo grandes descargas de sustancias provenientes de desechos industriales y/o urbanos, eventuales derrames de combustibles asociados a actividades de puerto, además de obras de ingeniería que aumentan los tiempos de residencia del agua, todo lo cual somete a las bahías a una alta presión ambiental (Valenzuela, 2003; Rudolph *et al.*, 2002).

En la región del Biobío (Chile) se encuentra el caso de una zona fuertemente alterada debido a actividades humanas: las bahías de San Vicente y Concepción (Aguirre-Martínez *et al.*, 2009, ver Figura 1). Ellas están separadas por la comuna de Talcahuano, la que, a partir de 1950, tuvo

un importante crecimiento industrial, pesquero, militar y portuario, que generó posteriormente un acelerado crecimiento urbano (Valenzuela, 2003).

La Bahía San Vicente, aunque relativamente pequeña, concentra una gran cantidad de usos de borde costero en su parte norte (DIRECTEMAR, 2019). La capacidad de asimilación del agua se ha visto sobrepasada por la descarga local de desechos (Rudolph *et al.*, 2002). Además, se construyó un rompeolas, también en la zona norte, que aumentó el tiempo de residencia del agua en la bahía (Ahumada *et al.*, 1989). Y lo anterior se exacerba aún más por una circulación marina dominante en sentido antihorario que mueve agua hacia el norte de Bahía San Vicente (Ahumada *et al.*, 1989). El sector portuario e industrial comprende alrededor del 15% de la superficie de la bahía y presenta un alto grado de deterioro ambiental (Rudolph *et al.*, 2002).

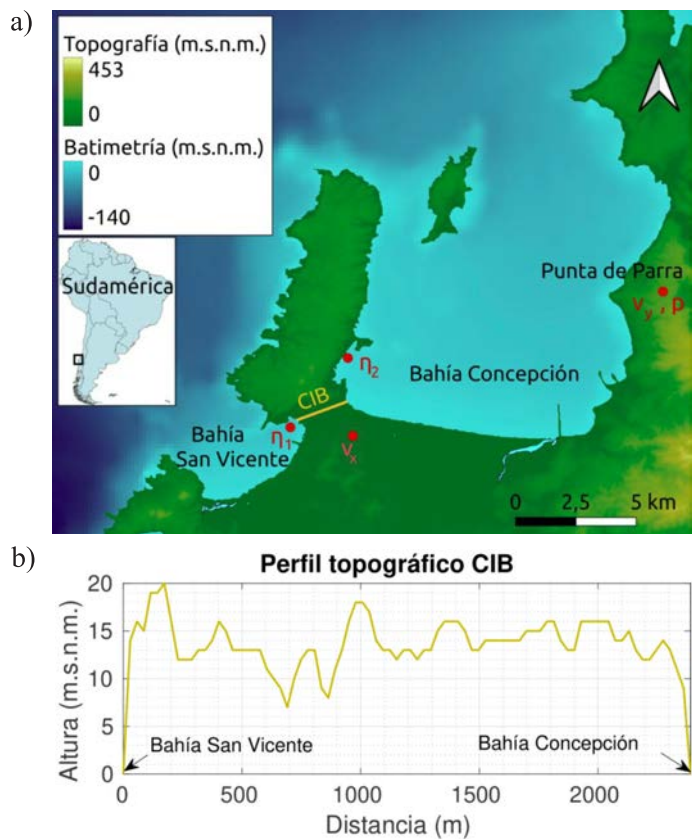


Figura 1: a) Área de estudio, bahías San Vicente y Concepción, y Canal Interbahías (CIB, línea amarilla). Los puntos rojos señalan las posiciones de las estaciones de datos usados en este trabajo (ver Tablas 1 y 3) y b) perfil topográfico CIB, construido a partir del modelo de elevación digital NASA SRTM 30m (Earth Engine Data Catalog, https://developers.google.com/earth-engine/datasets/catalog/USGS_SRTMGL1_003 (29/08/2021))

En este trabajo se plantea una propuesta para fomentar la renovación de las aguas de la Bahía San Vicente, por medio de un canal navegable que una esta bahía con la vecina bahía de Concepción. Este canal, que en el presente estudio será denominado Canal Interbahías (CIB), transportaría agua desde la bahía de Concepción a la de San Vicente, ayudando a diluir las aguas de esta última. Adicionalmente, el Canal Interbahías permitiría el paso de navegaciones menores, acortando significativamente el tiempo de traslado entre ambas bahías, y fomentaría el turismo local.

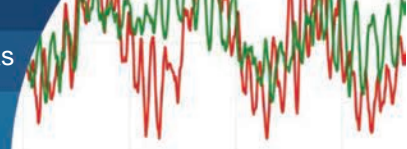
La ubicación del CIB fue escogida considerando las zonas de mínima distancia entre ambas bahías, evitando zonas de relevancia ecológica (humedales, zonas protegidas), y escogiendo zonas de menor densidad urbana. Contemplando todo lo anterior, el CIB cruzaría la línea férrea y siete carreteras, y ocuparía el sitio de 84 casas y 12 bodegas. Se sugiere que sus dimensiones sean 2.4 km

de largo, 10 m de ancho, y 3 m de profundidad. Dado que este es un trabajo exploratorio para confirmar la viabilidad física de este canal, sus dimensiones espaciales fueron elegidas para producir la mínima alteración posible al territorio y paisaje, pero cuidando de que éste sea útil para naves menores, las que usualmente deben hacer la peligrosa ruta bordeando península de Tumbes. Las dimensiones del canal permitirán la circulación de kayaks, botes, lanchas menores (eslora hasta 12 m) y lanchas medianas (esloras hasta 15 m).

Desde hace mucho tiempo existen canales de navegación artificiales entre cuerpos de agua oceánicos, usualmente con propósitos de navegación. Algunos ejemplos son los canales de Corinto (1893), de Suez (1869), y de Kiel (1895). Su objetivo es permitir el paso de navegaciones de turismo y/o comercio.

Los mencionados canales de Corinto, Suez y Kiel son, comparados con el que se propone en este estudio, relativamente grandes. Sus dimensiones van desde los 8 a 23 m de profundidad, 21 a 345 m de ancho y 6 a 193 km de largo. Gracias a estos canales es posible ahorrar hasta 8900 km de distancia de navegación. En tanto, el CIB es relativamente pequeño, y permitiría ahorrar unos 40 km de navegación entre ambas bahías, es decir, reduciría la distancia de navegación al 5% de la actual, disminuyendo significativamente, además, el riesgo del viaje.

Físicamente, la idea del CIB se sustenta en el hecho de que una onda de marea se propaga de tal manera que llega antes a una bahía que a otra (Blanchfield *et al.*, 2008). El desfase en la onda mareal provoca una diferencia de nivel del mar entre ambas bahías. Si existiera el CIB, este desnivel induciría un flujo a lo largo del canal (Garret y Cummins, 2005). Así es como funcionan los canales mareales en general (Garrett y Cummins, 2005; Blanchfield *et al.*, 2008). Vennell (2010, 2011) propone un modelo que describe el flujo a través de un canal mareal que conecta dos cuerpos de agua. Basándose en este modelo, se implementa aquí un modelo para calcular el flujo que habría en el CIB. Dado que en distintos momentos del ciclo de marea el flujo puede ir hacia cualquiera de las dos bahías, se estudia el caso de un canal con una compuerta. Así, el flujo sería bloqueado cuando vaya hacia la bahía Concepción. El bloqueo sería en base a la onda de marea, en primera instancia. El objetivo de este trabajo es caracterizar el flujo que circularía en el CIB considerando distintos escenarios de viento y marea.



El presente trabajo es un esfuerzo preliminar para evaluar si los forzantes diferencia de nivel del mar, vientos, y fricción con paredes y fondo posibilitan el transporte de agua en cantidades suficientes como para ventilar en forma significativa la Bahía San Vicente. Por su naturaleza exploratoria del efecto de los forzantes físicos, en el trabajo no se considera los impactos medioambientales ni territoriales de este canal, aspectos que serán evaluados en siguientes etapas, una vez demostrada la viabilidad del transporte de agua.

Área de estudio

El área de estudio comprende las bahías Concepción y San Vicente, y el Canal Interbahías (ver Figura 1), región del Biobío, Chile. La Bahía San Vicente tiene una superficie de 17.4 km², un volumen de aproximadamente 278.4 x 10⁶ m³, una profundidad promedio de 16 m (Rudolph *et al.*, 2002) y un tiempo de residencia de sus aguas de 20 horas (Ahumada, 1992). Es una bahía relativamente pequeña, abierta hacia el oeste. La Bahía Concepción, en tanto, tiene una superficie de 190 km² (Strain y Rudolph, 2010) y un tiempo de residencia de sus aguas cercano a 3 días (Ahumada *et al.*, 1983). Es una bahía rectangular y somera, con una profundidad máxima de 48 m (Sobarzo *et al.*, 1997), abierta hacia el norte. Esta orientación la deja expuesta a los vientos del norte, lo que hace que sea propensa a acumular agua en su cabeza en un escenario de viento norte, debido a la transferencia de momento desde el viento hacia el agua.

El comportamiento de la presión atmosférica a lo largo del año resulta del efecto del anticiclón del Pacífico Sur, que en general produce vientos del suroeste, y eventos de escala sinóptica, asociados a mal tiempo y vientos norte, cuya duración es del orden de algunos días (Falvey y Garreaud, 2007). Como se trata de un canal somero (3 m de profundidad), el efecto del arrastre del viento sobre el flujo podría ser importante, razón por la cual se lo incluye en el modelo de flujo en canales de la sección Modelo numérico, adicionalmente a los forzantes considerados por Vennell (2010, 2011).

Datos y métodos

Modelo numérico

Se toma como base el modelo unidimensional de flujo en canales de marea propuesto por Vennell (2010, 2011), y

se le añade el efecto del arrastre del viento (Vallis, 2006). El modelo es un balance de momentum y se muestra en la ecuación (1). El cambio en la velocidad del flujo, u , es inducido por tres términos o tres forzantes, que de izquierda a derecha son: desnivel del mar, roce de fondo, y arrastre del viento. El modelo asume que la sección transversal (A) del canal es rectangular y que la velocidad es constante tanto a lo largo del canal (L) como en su sección transversal. Así, la velocidad, u , se relaciona con el transporte, U , mediante $U = uA$, donde $A = Wh$. Debido a que es un modelo unidimensional, la velocidad no cambia ni en el eje x (a lo largo de L) ni en el eje z (porque no cambia en A). Es decir, $\partial u / \partial x = 0$ y $\partial u / \partial z = 0$, dejando como única variable independiente al tiempo (ecuación (1)). El equipo de Vennell ha venido desarrollando modelos conceptuales simples de canales de marea (por ejemplo, ver Vennell (2010, 2011)), los que capturan los principales aspectos hidrodinámicos de esos canales. Una aplicación del modelo de Vennell a la circulación marina en el Canal de Chacao mostró resultados muy semejantes a los obtenidos con un modelo numérico 3D completo (Pedrerros-Guarda, 2020). Las suposiciones de que gradientes longitudinales y verticales en el nivel del mar no aportan significativamente al flujo promedio del canal se ven de esta forma respaldadas.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = -\frac{g}{L}(\Delta\eta) - \frac{C_D}{h}|u|u + \frac{\tau^x}{h\rho} \quad (1)$$

donde u es la velocidad en el canal, L es el largo del canal, h la profundidad del canal, ρ densidad del agua de mar, $\Delta\eta$ desnivel del mar entre los extremos del canal, C_D el coeficiente de arrastre debido a fricción de fondo y lateral, y τ^x el esfuerzo de la componente del viento paralela al canal, el cual se puede calcular con la ecuación (2) (Vallis, 2006):

$$\tau^x = \frac{C_{DV}|v_x|v_x\rho_{air}}{\rho} \quad (2)$$

donde C_{DV} es el coeficiente de arrastre del viento (adimensional), ρ_{air} es la densidad del aire que se supuso constante en este estudio, con valor 1.24 kg/m³ (Tabla 2), y v_x es la velocidad del viento en la componente paralela al canal (Vallis, 2006). La fricción entre el agua y el canal se representó en este estudio mediante una fuerza viscosa

turbulenta, cuadrática, como se muestra en la ecuación (3). Para el coeficiente de deriva, C_D , se usó el valor 0.0038, dado que este valor de C_D corresponde a un número de Manning de 0.012, que, según literatura, representa el caso de concreto emparejado con llana (Chow, 1994).

$$F_{C_D} = \frac{1}{2} \rho A C_D |u| u \quad (3)$$

Solución numérica del modelo

El modelo (ecuación (1)) fue resuelto mediante el método de diferencias finitas (Solorza *et al.*, 2010) obteniéndose la ecuación (4):

$$u_{k+1} = u_k + \Delta t_k \left(\frac{\partial u}{\partial t} \right)_k + O(\Delta t^2) \quad (4)$$

donde k es la posición k -ésima de un vector (por ejemplo: u , t o $\partial U / \partial t$), Δt es el intervalo de tiempo entre dos posiciones k y $k+1$ de un vector y $O(\Delta t^2)$ es el error de representar al diferencial parcial por la ecuación de diferencias.

Lo que se hace con la ecuación (4) es integrar numéricamente en el tiempo mediante diferencias finitas. Como el modelo asume que no hay variaciones espaciales de la velocidad, tanto ella como sus forzantes (desnivel del mar, arrastre del viento y roce de fondo) variarán únicamente en función del tiempo. En la ecuación (4) se puede observar que para construir el elemento u_{k+1} se requiere el elemento u_k . Esto obliga a imponer una condición inicial $u_0 = 0$, a falta de un valor existente. Lo mismo aplica para U , siendo la condición inicial $U_0 = 0$.

Reemplazando la ecuación (1) en la ecuación (4) y despreciando el error $O(\Delta t^2)$, se obtiene la solución al modelo numérico (sección Modelo numérico) en la ecuación (5). Además, considerando que la velocidad, u y el transporte, U , se relacionan mediante $U = uA$ (sección Modelo numérico) se obtiene también la ecuación (6).

$$u_{k+1} = u_k + \Delta t_k \left(-\frac{g}{L} (\Delta \eta)_k - \frac{C_D}{h} |u_k| u_k + \frac{\tau_k^x}{h\rho} \right) \quad (5)$$

$$U_{k+1} = U_k + \Delta t_k \left(-\frac{gA}{L} (\Delta \eta)_k - \frac{C_D}{hA} |U_k| U_k + W \frac{\tau_k^x}{\rho} \right) \quad (6)$$

Datos de entrada del modelo

Los datos de entrada del modelo (ecuaciones (5) y (6)) se

resumen en las Tablas 1 y 2. Los datos de nivel del mar usados para comparar las bahías de Concepción y San Vicente (ver Tabla 1) corresponden a 37 días, que es el único período de tiempo que a la fecha dispone el Centro Nacional de Datos Oceanográficos de Chile (CENDOC) para mediciones de nivel del mar simultáneas en ambas bahías. El desnivel del mar se construye a partir del nivel del mar en Bahía San Vicente (η_1) y Bahía Concepción (η_2) en la forma: $\Delta \eta = \eta_2 - \eta_1$. El desnivel del mar puede verse en la Figura 2.

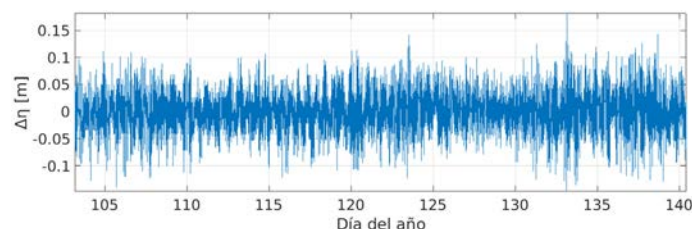


Figura 2: Forzante desnivel del mar $\Delta \eta$ como función del tiempo en el CIB para el período del 13/04/2010 al 20/05/2010 (Tabla 1)

Tabla 1: Datos usados en el modelo numérico (ecuación (5)), período, intervalo de tiempo entre dos posiciones k de un vector y fuente de los datos: Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada (SHOA) e Instituto de Investigación Pesquera (INPESCA).

Variable (Figura 1)	Período	Δt	Fuente
η_1, η_2	13/04/2010 a 20/05/2010	300 s*	SHOA
v_x			INPESCA

*La componente v_x del viento originalmente estaba en intervalos de tiempo de 1 hora, pero fue interpolada.

Tabla 2: Parámetros usados en el modelo numérico (ecuación (5)).

Parámetro	Valor	Fuente
C_D	0.0038	Sección Modelo numérico; Vennell (2011); Wu <i>et al.</i> (1999)
C_{DV}	10^{-3} (valor típico)	Trenberth <i>et al.</i> (1989)
ρ_{air} , kg/m ³	1.24	
ρ , kg/m ³	1025	
g , m/s ²	9.81	
L , m	2400	
W , m	10	
h , m	3	

Es importante revisar el intervalo de tiempo (Δt) entre los datos de las series $\Delta \eta$ y τ^x , pues debido a la condición de Courant-Friedrichs-Lewy (condición CFL (Russell, 1989)),



la velocidad máxima que arroje el modelo (u_{max}) debe ser menor que la que permiten los parámetros L y Δt elegidos. Así, dado un cierto largo del canal, esta condición impone un cierto intervalo de tiempo (Δt). A partir del número de CFL (Russell, 1989) se obtiene que el intervalo de tiempo máximo posible es:

$$\Delta t = \frac{L}{u_{max}} \quad (7)$$

Si los vectores (Δt y τ^x) tienen originalmente un Δt mayor, entonces se debe interpolar.

Efecto del viento en el desnivel del mar

El forzante desnivel del mar en el modelo (sección Modelo numérico) es producido por la marea. Sin embargo, existe un efecto mecánico del viento que puede producir la acumulación o extracción del agua en los extremos del canal. Esto alteraría el volumen de alguna de las bahías, cambiando el forzante desnivel del mar. En el caso particular de la Bahía Concepción (uno de los extremos del canal) es sabido que la componente norte-sur del viento acumula o saca agua de la bahía, alterando su volumen (Sobarzo *et al.*, 1997). En el caso de la bahía San Vicente, este efecto no ha sido reportado.

Bahía San Vicente es una bahía abierta y pequeña. Su área es el 11% de Bahía Concepción y el tiempo de renovación de sus aguas la tercera parte (ver sección Área de estudio). Por ello se desprecia el efecto del viento en el volumen de la Bahía San Vicente. Es decir, se asume que su nivel del mar rápidamente se ajusta al del océano abierto. Luego, el forzante desnivel del mar es alterado únicamente por el efecto del viento en el volumen de la Bahía Concepción.

Con el objetivo de cuantificar el efecto de acumulación de agua en la Bahía Concepción se comparan el nivel del mar residual (η_r) y la componente norte-sur del viento de eventos de 2 a 5 días de duración (v_y). Con ambas series de tiempo se encuentra la relación entre la rapidez del viento y el cambio en el nivel del mar en la cabeza de Bahía Concepción. Con esta relación se construye el forzante desnivel del mar bajo diferentes condiciones de viento, con lo cual se puede calcular este efecto en el flujo en el CIB. El nivel del mar residual (η_r) es aquel al que se le ha descontado la componente mareal (η_m) y el efecto de la presión atmosférica (η_p). Se construye usando la ecuación (8):

$$\eta_r = \eta_2 - (\eta_m + \eta_p) \quad (8)$$

donde η_2 es el nivel del mar medido en Bahía Concepción, η_m es la componente mareal del nivel del mar construida a partir de 8 componentes mareales (M2, K1, O1, Msf, S2, N2, Q1, Mm) y η_p es la componente de presión atmosférica construida con la ecuación hidrostática:

$$\eta_{p0} = -\frac{p-p_0}{\rho g} \quad (9)$$

donde p es la presión atmosférica instantánea (medida) y p_0 es una presión atmosférica de referencia del lugar (en este caso, $p_0 = 997.2$ mbar). Los datos usados de nivel del mar (η_2), presión atmosférica instantánea (p) y componente norte-sur del viento (v_y) se muestran en la Tabla 3. Cabe notar que se utilizó un período de un año.

Tabla 3: Datos usados para cuantificar el efecto mecánico del viento en el forzante desnivel del mar. Columnas: variable, período, frecuencia (Δt) y fuente de los datos: Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada (SHOA) e Instituto de Investigaciones Agropecuarias de Chile (INIA).

Variable (Figura 1)	Período	Δt , s	Fuente
η_2	1/01/2016 a 31/12/2016	60	SHOA
p		3600	INIA
v_y			

Volumen acumulado y compuerta

El flujo de marea es en general simétrico con respecto a las fases de marea. Esto implica que el efecto mareal traería de vuelta a Bahía Concepción un volumen equivalente de agua al transportado hacia Bahía San Vicente en la fase contraria de la marea. Para evitar que agua de Bahía San Vicente ingrese a Bahía Concepción, se considera la instalación de una compuerta. Usar la compuerta implica que aproximadamente durante la mitad del tiempo no habría flujo de agua entre las bahías. La compuerta sería un sistema de dos portalones de eje vertical, sistema habitual de manejo de flujo en canales artificiales.

Con el transporte (ecuación (6)) se calcula el volumen acumulado en ambas bahías. En un segundo escenario, se calcula el volumen acumulado suponiendo que existe una compuerta mareal en el canal que permite el ingreso

solamente hacia la Bahía San Vicente. Numéricamente, la compuerta existe cuando la velocidad del flujo es positiva ($u > 0$, es decir, cuando el agua se mueve hacia Bahía Concepción). En tales casos, se considera $U = 0$.

Resultados

Velocidad y transporte

La velocidad del flujo (u) y el transporte de volumen (U) en el CIB durante tres días de sicigia y tres días de cuadratura son mostrados en la Figura 3. Se puede observar la evidente dominancia de la marea semidiurna (M2) en todas las curvas. En la Figura 3 también se observan oscilaciones de alta frecuencia. Un análisis espectral muestra que el principal período de esas perturbaciones es cercano a 1.7 horas. Muy probablemente esas oscilaciones correspondan al aporte de variaciones en el nivel del mar, en cada una de las dos bahías asociadas a oscilaciones propias (seiches). En Bahía Concepción, por ejemplo, la seiche fundamental tiene un período cercano a 95 min, que corresponde a unas 1.6 horas (Aránguiz *et al.*, 2014).

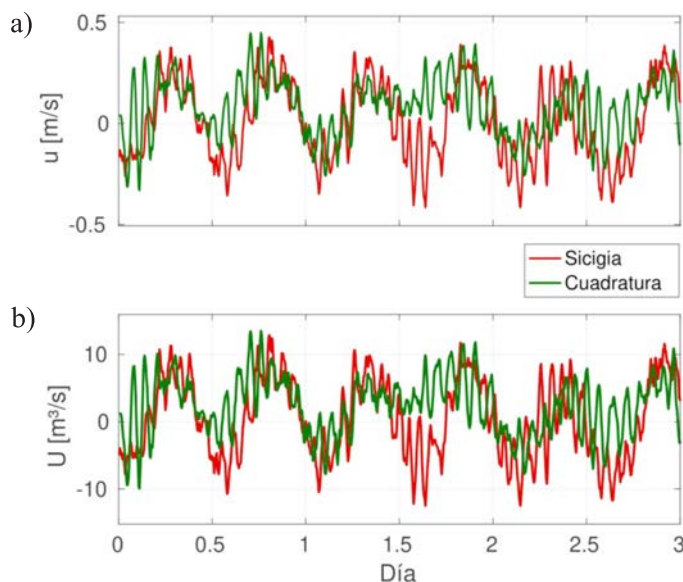


Figura 3: (a) Velocidad del flujo (u) y (b) Transporte de volumen (U) en el Canal Interbahías para períodos de 3 días centrados en sicigia (curva roja) y cuadratura (curva verde)

Ahora, las curvas de sicigia y cuadratura son un tanto diferentes entre sí. Esta diferencia está explicada por el efecto del arrastre del viento. Esto se comprende mejor mirando la Tabla 4. De los tres forzantes, dos inducen el flujo: el desnivel del mar y el arrastre del viento. En la Tabla 4 se puede observar que el causante dominante del flujo es el desnivel del mar y en segundo lugar el arrastre

del viento. El forzante roce de fondo reduce el flujo y representa un efecto importante. El aporte del desnivel del mar y del roce fueron construidos haciendo simulaciones independientes para cada caso. El aporte del arrastre del viento fue construido a partir de la diferencia entre la simulación con y sin el término asociado al viento.

Tabla 4: Contribución de cada forzante del flujo (marea, roce de fondo y arrastre del viento, sección Modelo numérico) a la velocidad en el CIB. Primera columna: forzante. Segunda columna: velocidad máxima (u_{max}) inducida por cada forzante. Tercera columna: magnitud promedio de la velocidad ($|\bar{u}|$) inducida por cada forzante.

Término	u_{max} , cm/s	$ \bar{u} $, cm/s
Todos	58.0	16.00
Desnivel	63.6	16.00
Roce	23.5	4.20
Viento	7.5	0.33

Efecto acumulativo del viento

La comparación del nivel del mar residual (η_r) y la componente norte-sur del viento (v_y) se presenta a continuación. La máxima correlación de Pearson entre las dos series de tiempo (-0.72) ocurre con un desfase temporal de 5 horas. Esto sugiere que durante eventos de viento de 2 a 5 días, el viento debe soplar durante 5 horas para provocar un cambio en el nivel del mar de la Bahía Concepción. La relación entre ambas serie de tiempo se puede visualizar en la Figura 4. Dado el desfase de 5 horas entre ambas series, el nivel del mar residual ha sido desplazado 5 horas para observar más claramente la relación. En la Figura 4,

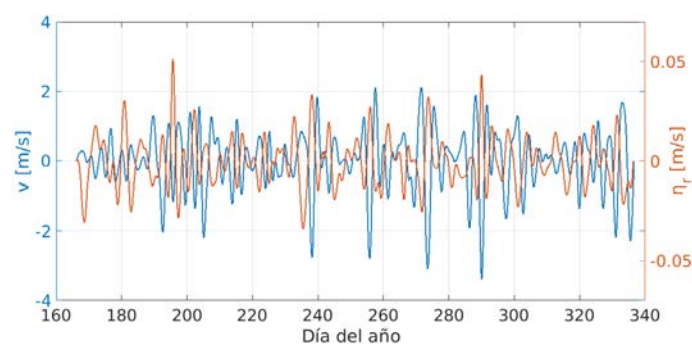


Figura 4: Componente v del viento en Bahía Concepción (curva azul) versus nivel del mar residual en Bahía Concepción (curva roja). El nivel del mar residual ha sido desplazado 5 horas considerando el desfase de 5 horas entre ambas series de tiempo. A ambas series de tiempo se les aplicó un filtro Coseno-Lanczos pasa-banda, rescatando frecuencias asociadas a períodos de entre 2 y 5 días. Se muestra un período de 6 meses y no de un año para poder apreciar mejor la figura.



se ve claramente que cuando la componente v (norte-sur) del viento en Bahía Concepción es positivo (viento sur), el nivel del mar residual disminuye. Esto es lógico pues el viento saca agua de la bahía en este caso. Cuando la componente v del viento es negativa (viento norte), el agua se acumula en Bahía Concepción aumentando el nivel del mar residual. Cabe notar que ambas series de tiempo fueron filtradas para rescatar sólo los eventos de viento entre 2 a 5 días. El filtro utilizado fue un Coseno-Lanczos pasa-banda entre períodos de 48 y 120 horas.

Con un desfase temporal de 5 horas el cambio en el nivel del mar de Bahía Concepción que provoca el viento se puede expresar mediante una pendiente:

$$c = \frac{0.0092}{-1m/s} \quad (10)$$

lo cual puede interpretarse como: un evento de entre 2 y 5 días de viento, con componente v_y del viento en Punta de Parra provoca un aumento en el nivel del mar de 9.2 mm, o sea, de casi un centímetro por cada 1 m/s, hacia al sur, de intensidad del viento. Este aporte no fue ingresado en el forzante desnivel del mar para producir la Figura 3. El análisis fue realizado aparte. La magnitud del aporte en la velocidad del efecto del viento vía cambio del nivel del mar tiene una magnitud promedio de 15 cm/s (Pedrerros-Guarda, 2020), lo cual es relevante considerando que la velocidad en el canal es del orden de cm/s. Cabe notar que en general, sin considerar este efecto, la amplitud de la pérdida de carga en el CIB provocada por la componente mareal semidiurna M2 resulta ser de 0.013 m. Ello produce velocidades promedio de 16 cm/s (Tabla 4). Con esto queda de manifiesto que el CIB es bastante sensible al desnivel del mar.

Volumen acumulado y compuerta

La Figura 5 muestra el volumen de agua acumulado en las bahías Concepción y San Vicente en escenarios con y sin compuerta en el canal. Estos escenarios son en distintos eventos del ciclo lunar. Las fechas se muestran en la Tabla 5. En ambos casos el volumen acumulado por día en las bahías es del orden de $1 \times 10^5 \text{ m}^3$, equivalente a un cubo de agua de unos 46 m de arista.

Sin compuerta (Figura 5a) estos volúmenes pueden ser positivos (se acumulan en Bahía Concepción) o negativos

(se acumulan en Bahía San Vicente). Pero la velocidad promedio es de -0.6 mm/s . Esto indicaría que el flujo tiende a ir hacia Bahía San Vicente. Con compuerta (Figura 5b) naturalmente todos los volúmenes de agua son negativos, es decir, se acumulan en Bahía San Vicente (pues la compuerta bloquea el flujo hacia Bahía Concepción).

Tabla 5: Fecha y hora de los eventos del ciclo lunar analizados (hora local: UTC-4)

Evento	Fecha
Sicigia 1 (S1)	28 - 04 - 2010, 8:18 hrs
Sicigia 2 (S2)	13 - 05 - 2010, 21:00 hrs
Cuadratura 1 (C1)	21 - 04 - 2010, 14:20 hrs
Cuadratura 2 (C2)	06 - 05 - 2010, 00:15 hrs

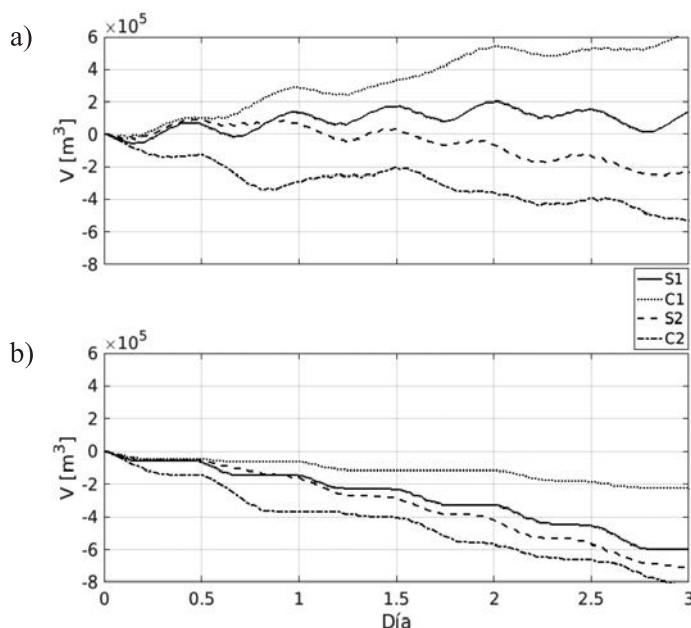


Figura 5: (a) Volumen acumulado sin compuerta y (b) con compuerta en el CIB para períodos de 3 días en distintos eventos de la fase lunar (curvas negras, ver Tabla 5)

Renovación de las aguas en bahía San Vicente

Para entender cómo influye el canal en la renovación de las aguas de la Bahía San Vicente, se realiza un ejercicio sencillo. Mirando la Figura 5 es razonable decir que en un ciclo mareal (medio día) se acumula un volumen de aproximadamente 100 mil m^3 de agua en Bahía San Vicente. Considerando que el volumen de la bahía es de $278.4 \times 10^6 \text{ m}^3$ (Rudolph *et al.*, 2002), y sin considerar circulación local, se tiene que la bahía se renueva completamente en aproximadamente 3.8 años, por el efecto del canal. Ahora, considerando solamente el volumen de los primeros 3 m



de la columna de agua, que es donde el canal tendría mayor incidencia, debido a que es la profundidad del canal, este volumen de agua se renueva en alrededor de 8.4 meses. Este cálculo fue realizado asumiendo que el volumen de la bahía es el producto entre un área horizontal constante y una profundidad. Bahía San Vicente tiene 16 m de profundidad promedio (Rudolph *et al.*, 2002). Luego, el volumen por cada metro de profundidad puede obtenerse según: $V_{metro} = 278.4 \times 10^6 \text{ m}^3 / 16$. El volumen de los 3 primeros metros es: $V_{3metros} = V_{metro} \times 3$. Más específicamente, se podría considerar solamente el volumen de la zona norte, que es la más contaminada y donde el canal tiene la mayor incidencia, porque es el lugar en que el CIB empalma con Bahía San Vicente. En la sección Introducción se menciona que el sector de puerto e industrial comprende alrededor del 15% de la superficie de la bahía. Debido al canal, los primeros 3 m de agua de esta zona se renovarían en tan solo 1.2 meses.

Discusión

El propósito principal de este trabajo es evaluar si es factible que las mareas y el viento transporten un volumen de agua significativo desde Bahía Concepción hacia Bahía San Vicente. Para ello se eligió la obra más sencilla posible, un canal abierto. Habiendo ahora probado que este canal cumpliría su objetivo, se puede pensar en siguientes etapas de este trabajo, que pueden considerar variantes tales como el uso de un túnel, en lugar de un canal abierto, o “tapar” la superficie al canal (en que por una parte se recupera el terreno y se evita el efecto del viento suroeste, pero por otra parte se impide la navegación en el canal), el trazado de un canal que no tenga un trazado recto, etc.

Atendiendo la obra propuesta (canal abierto), en este trabajo se plantea un estudio preliminar para renovar las aguas de la Bahía San Vicente, usando la energía de forzantes naturales. Es un estudio exclusivamente de los aspectos dinámicos, por lo que es natural que al pensar en una implementación real surjan una serie de preguntas que este trabajo no considera. Algunas de ellas, como si el canal podría inducir una inundación en la Bahía San Vicente, o qué pasa con el flujo del canal en ráfagas de viento, fueron respondidas en Pedreros-Guarda (2020). En ese mismo trabajo se realizó un test de consistencia del modelo, para el caso del Canal de Chacao, obteniéndose buenos resultados.

Otro aspecto no considerado aún es cómo afecta este canal a la circulación marina en Bahía San Vicente, ni tampoco las implicancias ambientales del canal. Ambos aspectos serán objeto de estudios adicionales. Sin embargo, es importante añadir de antemano que en este estudio se ha asumido que el ingreso de aguas hacia Bahía San Vicente mejorará su calidad de agua y no al revés. Por eso, de implementarse algo así, sería conveniente que vaya de la mano con un sistema de monitoreo de la calidad del agua del sistema de bahías San Vicente y Concepción. Hoy, existen numerosas técnicas de teledetección para obtener campos espaciales de parámetros de calidad del agua en el océano (Gholizadeh *et al.*, 2016). Incidentalmente, se puede mencionar que ya existió un “Canal Interbahías”, dado que la zona del CIB ya estuvo inundada hace 6000 años (Link *et al.*, 2019).

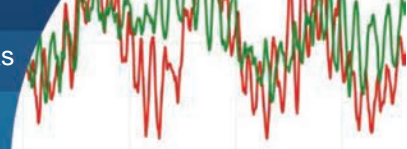
Conclusiones

Si dos cuerpos de agua unidos por un canal tienen distinto nivel del mar, un flujo es inducido en el canal. El flujo en el Canal Interbahías propuesto es modulado principalmente por el desnivel del mar y en segundo lugar por el arrastre del viento. El desnivel del mar es causado por la onda de marea y por el efecto del viento en la acumulación o extracción de agua de la Bahía Concepción. Cuando la intensidad del viento es baja y la dirección variable, el forzante dominante del desnivel del mar es la onda de marea. Pero cuando la intensidad del viento es alta y su dirección constante, el efecto acumulativo del viento y la onda de marea contribuyen en magnitud similar al desnivel del mar.

Finalmente, se concluye que físicamente el Canal sí aportaría a la renovación de las aguas de la Bahía San Vicente. Además, los vientos típicos de la zona producirían una renovación de las aguas de la parte más crítica de bahía San Vicente del orden de un mes, si es que el canal opera con una compuerta.

Agradecimientos

Agradecemos al Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada por proporcionar los datos del nivel del mar que hicieron posible este trabajo. Agradecemos a Marcus Sobarzo y al Sistema de Información Nacional de Calidad del Aire por proporcionar datos de viento. También a Freddy Echeverría y Cristian Salas por colaborar con



datos necesarios en el proceso. Finalmente a Carolina Parada y Martín Jacques por valiosas sugerencias durante la realización de este estudio.

Referencias

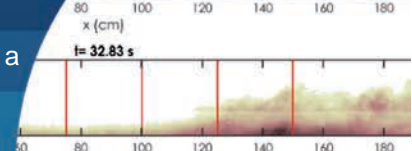
- Aguirre-Martínez, G., Rudolph, A., Ahumada, R., Loyola, R. y Medina, V. (2009). Toxicidad no específica en sedimentos portuarios, una aproximación al contenido de contaminantes críticos. *Revista de Biología Marina y Oceanografía* 44(3), 725-735
- Ahumada, R., Rudolph, A., Madariaga, S. y Carrasco, F. (1989). Descripción de las condiciones oceanográficas de Bahía San Vicente y antecedentes sobre los efectos de la contaminación. *Biología Pesquera* 18, 37-52
- Ahumada, R. (1992). Patrones de distribución espacial de Cr, Ni, Cu, Zn, Cd y Pb, en sedimentos superficiales de bahía San Vicente, Chile. *Revista de Biología Marina, Valparaíso* 27(2), 265-281
- Ahumada, R., Rudolph, A. and Martinez, V. (1983). Circulation and fertility of waters in Concepción Bay. *Estuarine, Coastal and Shelf Science* 16(1), 95-105
- Aránguiz, R., Villagrán, M., Esteban, M. and Shibayama, T. (2014). Tsunami resonance in the Bay of Concepcion, Chile. *Proceedings of the 34th Conference on Coastal Engineering*, Seoul, South Korea
- Blanchfield, J., Garrett, C., Wild, P. and Rowe, A. (2008). The extractable power from a channel linking a bay to the open ocean. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part A: Journal of Power and Energy* 222(3), 289-297
- Chow, V.T. (1994). *Hidráulica de canales abiertos*. 4^a ed., McGraw-Hill, México
- DIRECTEMAR (2019). Boletín estadístico marítimo. Armada de Chile, Valparaíso, Chile
- Falvey, M. and Garreaud, R. (2007). Wintertime precipitation episodes in central Chile: Associated meteorological conditions and orographic influences. *Journal of Hydrometeorology* 8(2), 171-193
- Garrett, C. and Cummins, P. (2005). The power potential of tidal currents in channels. *Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences* 461(2060), 2563-2572
- Gholizadeh, M.H., Melesse, A.M. and Reddi, L. (2016). A comprehensive review on water quality parameters estimation using remote sensing techniques. *Sensors* 16(8), 1298.
- Link, O., Brox-Escudero, L.M., González, J., Aguayo, M., Torrejón, F., Montalva, G. and Eguibar-Galán, M.Á. (2019). A paleo-hydro-geomorphological perspective on urban flood risk assessment. *Hydrological Processes* 33(25), 3169-3183
- Pedrerros-Guarda, M. (2020). *Estudio físico de un canal Interbahías para la renovación de las aguas en la Bahía San Vicente, Región del Biobío, Chile*. Título profesional de Geofísica, Universidad de Concepción, Chile
- Rudolph, A., Ahumada, R. and Pérez, C. (2002). Dissolved Oxygen content as an index of water quality in San Vicente Bay, Chile (36° S). *Environmental Monitoring and Assessment* 78(1), 89-100
- Russell, T.F. (1989). Stability analysis and switching criteria for adaptive implicit methods based on the CFL condition. *Symposium on Reservoir Simulation*, SPE, Houston, USA, 97-107
- Sobarzo, M.B., Figueroa, D. and Arcos, D.R. (1997). The influence of winds and tides in the formation of circulation layers in a bay, a case study: Concepción Bay, Chile. *Estuarine, Coastal and Shelf Science* 45(6), 729-736
- Solorza, S., Yee-Romero, C., Jordan-Aramburo, A. and Cardeña-Sánchez, S. (2010). El término de error en los esquemas de diferencias finitas. *Latin-American Journal of Physics Education* 4(1), 168-173
- Srain, B. and Rudolph, A. (2010). Acetylcholinesterase activity, antioxidant defenses, and lipid peroxidation in the clam *Semele solida*: Can this species be used as a bioindicator?. *Revista de Biología Marina y Oceanografía* 45(2), 227-233
- Trenberth, K.E., Large, W.G. and Olson, J.G. (1989). The effective drag coefficient for evaluating wind stress over the oceans. *Journal of Climate* 2(12), 1507-1516
- Valenzuela, J. (2003). Caso: Recuperación ambiental integral de la Comuna de Talcahuano, Chile. Asociación Mundial del Agua, Estocolmo, Suecia
- Vallis, G.K. (2006). *Atmospheric and oceanic fluid dynamics: fundamentals and large-scale circulation*. Cambridge University Press, UK, 107, 702-703



Vennell, R. (2010). Tuning turbines in a tidal channel. *Journal of Fluid Mechanics* **663**, 253-267

Vennell, R. (2011). Estimating the power potential of tidal currents and the impact of power extraction on flow speeds. *Renewable Energy* **36**(12), 3558-3565

Wu, F.C., Shen, H.W. and Chou, Y.J. (1999). Variation of roughness coefficients for unsubmerged and submerged vegetation. *Journal of Hydraulic Engineering* **125**(9), 934-942



Is Rhodamine a good tracer to predict coal transport in water?

¿Es la rodamina un buen trazador para predecir el transporte de carbón en agua?

Fecha de entrega: 20 de septiembre 2021

Fecha de aceptación: 15 de noviembre 2021

Patricio Winckler^{1,2,3}, Francisco Molteni¹, Mauricio Reyes¹, Alejandra Gubler³, Jorge Sandoval⁴ and Rui Aleixo⁵

¹ Escuela de Ingeniería Civil Oceánica, Universidad de Valparaíso, Valparaíso, Chile, patricio.winckler@uv.cl, fco.molteni@gmail.com, mauricio.reyes@uv.cl

² Centro de Observación Marino para estudios de Riesgos del Ambiente Costero COSTAR-UV, Valparaíso, Chile

³ Centro de Investigación y Gestión de Desastres Naturales CIGIDEN, Macul, Chile, alejandra.gubler@alumnos.usm.cl

⁴ Departamento de Ingeniería Hidráulica y Ambiental, Pontificia Universidad Católica de Chile, Macul, Chile, jcsandov@uc.cl

⁵ CERIS Civil Engineering Research for Innovation and Sustainability, University of Lisbon, Portugal, rui.aleixo@tecnico.ulisboa.pt

A simple and low-cost experimental procedure to compare the mixing and transport of two substances in water is presented in this paper, aiming to investigate if rhodamine can predict the fate of coal transport in water. The procedure is based on acoustic Doppler techniques to characterize the flow and imaging techniques to measure the transport of substances discharged from an instantaneous point source near the free surface. To validate this procedure, several tests are carried out for rhodamine and two subsamples of coal (defined by a fine and coarse granulometry) in a flume under currents. The results show that the mixing of rhodamine resembles the finest fraction of coal that is transported as a suspended material, but fails to characterize the larger coal grains that experience sedimentation. The procedure here proposed can be expanded to characterize the mixing of substances in a body of water under other conditions, such as waves or wind driven currents.

Keywords: coal, rhodamine, advection, turbulent diffusion, image processing

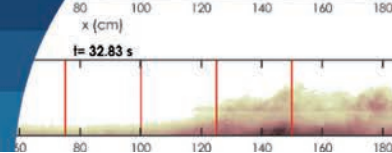
En este artículo se presenta un procedimiento experimental simple y de bajo costo para comparar la mezcla y el transporte de sustancias en el agua, con el objetivo de investigar si la rodamina puede predecir el destino del transporte de carbón en el agua. El procedimiento se basa en técnicas Doppler acústico para caracterizar el flujo y técnicas de procesamiento de imágenes para medir el transporte de sustancias descargadas desde una fuente puntual instantánea cerca de la superficie libre. Para validar el procedimiento, se realizan ensayos de rodamina y muestras de carbón (de granulometría fina y gruesa) en un canal de corrientes. Los resultados muestran que la mezcla de rodamina se asemeja a la fracción más fina de carbón transportado como material en suspensión, pero no caracteriza los granos de carbón más grandes que sedimentan. El procedimiento propuesto puede ampliarse para caracterizar la mezcla de sustancias en otras condiciones, como olas o corrientes.

Palabras clave: carbón, rodamina, advección, difusión turbulenta, procesamiento de imágenes

Introduction

Coal is an organic rock originated by a geological process known as coalification. Coal can show a variety of properties, mainly dependent on the original vegetal and mineral matter, biological and chemical processes, the conditions of pressure and temperature, and the time span

while coalification occurs (Schweinfurth, 2009). This raw material played a major role in the industrial revolution as fuel for steam engines (Schweinfurth, 2009). Throughout the 20th century, coal has been one of the main energy sources, accounting today to 38% of the world's electricity generation (WCA, 2020). Coal combustion contributes



to the emission of greenhouse gases, liquid effluents and solid wastes (IEA, 2011), with global consequences such as the increase in global temperature and local effects in heavily industrialized areas. Furthermore, coal contains trace metals/metalloids and potential toxicants which are harmful to humans and the environment (Ahrens and Morrisey, 2005). Countries with no domestic production often store coal in stockpiles or storage facilities at ports. An environmental consequence of this type of activity is the presence of coal originating from the spillage from loading/unloading facilities at piers and conveyor belts, emissions from stockpiles (WCA, 2020) caused by wind or water and the resuspension of submerged coal due to swells, among other sources. Despite the developments in control measures to reduce emissions by the mining industry (*e.g.* using insulated conveyor belts, replacing bulk cargo systems by containers and replacing open stockpiles by pressurized warehouses), incidents where coal is found in the environment are still frequent (Figure 1a).

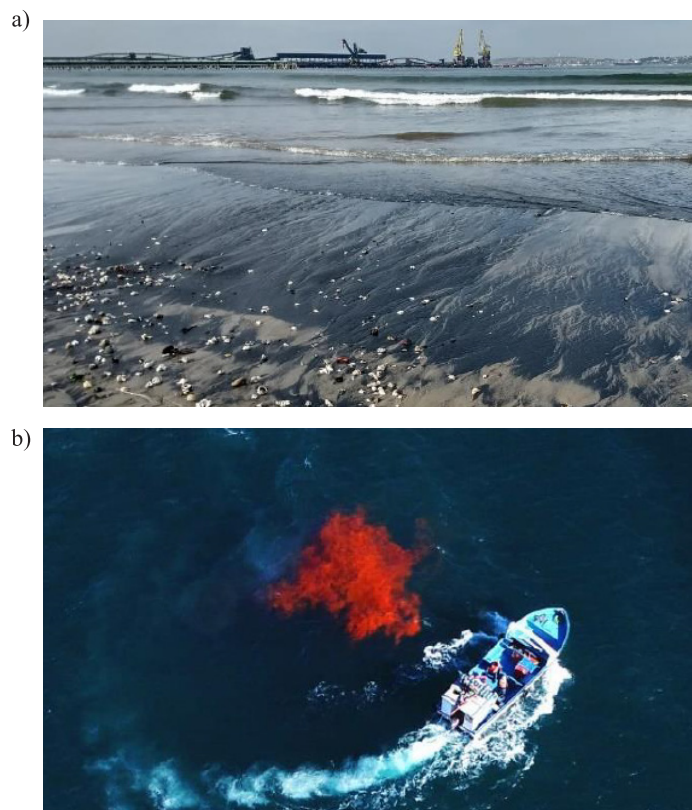
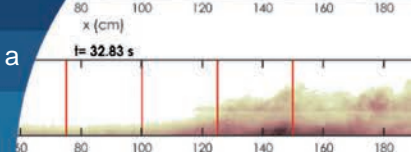


Figure 1: a) Coal found on a beach in Quintero Bay, Chile. The background shows a pier where coal is imported and then stored in a stockpile for power generation and b) a plume of rhodamine used to characterize surface mixing processes during an oceanographic study at the site

Though the biological effects of coal in the marine environment have already been studied (Ahrens and Morrisey, 2005; Franco-Herrera *et al.*, 2011; Berry *et al.*, 2016), the transport processes it experiences in coastal waters has been scarcely examined (*e.g.* Johnson and Bustin, 2006). The identification of the source of contamination is a complex task that can be approached by a combination of field data characterization of the site and candidate sources (*e.g.* Franco-Herrera *et al.*, 2011) with hydrodynamic and mixing/transport modeling (*e.g.* Tang *et al.*, 2006; Rossi *et al.*, 2014). Field data include Eulerian and Lagrangian current measurements, use of tracers and sediment sampling. Modeling the mixing processes affecting liquid substances (*e.g.* advection, turbulent diffusion, shear dispersion and reaction) and transport processes of granular material such as sedimentation (*i.e.* the tendency for particles in suspension to settle out of the fluid) and resuspension (*i.e.* particle remobilization as a consequence of waves or currents), are valuable tools to link source and site effects.

Tracers provide valuable information to characterize nearshore hydrodynamics and calibrate numerical models used to assess the impact of liquid substances such as oil spills, sewage disposal, cooling water systems and brine discharges (James, 2002). Rhodamine is commonly used to characterize mixing properties of water bodies (*e.g.* Rypina *et al.*, 2021) because it is an easily-accessible substance which generates a marked contrast with water. Moreover, the plume can be traced for several hours and measured from oceanographic vessels (Figure 1b) and jet-skis (Clark *et al.*, 2014) or remotely identified by moored balloons (Takewaka *et al.*, 2003), drones and airplanes (Klemas *et al.*, 1974). Flow features inferred from the mixing of rhodamine at the surface, however, do not strictly represent the mixing of liquid substances affected by stratification (*e.g.* sewage, thermal plumes), those settling to the sea bottom (*e.g.* brine) or those being mixed in the water column (Fischer *et al.*, 2013).

Liquid tracers have been used to identify sediment transport mechanisms at river mouths (Moritz *et al.*, 2011), estuaries (Royal Haskoning, 2016a) and open coasts (Royal Haskoning, 2016b), or to understand the fate of dredging material deposition (Smith *et al.*, 2007; Vroom *et al.*, 2017). Although rhodamine has been used under the



assumption that its mixing pattern replicates the transport of granular materials, there is no literature to prove the degree of similarity between those substances at different time and spatial scales. Transport processes of coal include the superficial drift of fine grains, advection and turbulent diffusion of the suspended fraction, and the sedimentation and/or resuspension of deposited particles due to currents and waves. The latter depends on the balance between the vertical diffusion associated with the turbulence and the tendency of the grains to settle due to their weight (Bennett, 1987). Physical modeling on small-scale experiments has been extensively used to study thermal discharges (*e.g.* Roberts *et al.*, 2011) and dense liquid discharges under a variety of flow conditions (*e.g.* Gungor and Roberts, 2009; Abessi and Roberts, 2014, 2015; Choi *et al.*, 2015; Daviero and Roberts, 2006, Tian *et al.*, 2004a, 2004b, 2006). All these efforts are based on the pioneering work of Roberts and Tian (2000, 2004), who developed experimental techniques for three-dimensional imaging of plumes.

In this paper we provide a simple, low-cost yet accurate experimental procedure to assess if the mixing of rhodamine can be used to predict the transport of coal in a water current on a model scale.

Materials

Experimental apparatus

Experiments were carried out in a 15 m long, 1.0 m wide and 1.5 m deep flume at the Escuela de Ingeniería Civil Oceánica of the Universidad de Valparaíso (Figure 2a). The flume is housed in a dark room, specially designed to reduce interference from environmental light. The flume glass walls allowed optical access to the test section. Water was forced with a 75 Hp Pedrollo pump with a frequency converter to modify the flow rate, and hoses connecting both ends of the flume (Figure 2b). Cartesian coordinates x , y and z are used herein for the stream wise, span wise and vertical coordinates, respectively (Figure 2c).

Tests were carried for a flow rate of $Q = 0.0101 \text{ m}^3/\text{s}$, corresponding to a bulk mean velocity of $U \approx 50 \text{ mm/s}$ typically obtained from in situ measurements in Quintero bay. In order to produce a relatively uniform flow in the inlet, two consecutive momentum diffusers (metal grating encasing heterogeneous gravel) were used. A third diffuser was placed at the end of the flume to separate the channel

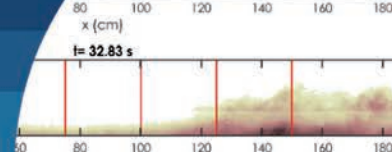
from the outlet. The still water depth was set to 25 cm. Velocity profiles were measured using a NORTEK ADV Vectrino velocimeter mounted on a mobile metal guide that allowed several point-wise measurements on four cross-sections (yz -plane) at $x = 0, 1.73, 2.23$ and 5 m, where $x = 0$ is the section where liquid solutions of rhodamine and dry samples of coal were released. This origin is located 4 m downstream from the momentum diffuser. Each point-wise measurement was measured during 10 min allowing to properly capture the mean value, and the records were then filtered using the procedure of Goring and Nikora (2002).

The transport of tracers was recorded with 3 GoPro cameras: from lateral (xz -plane), azimuthal (xy -plane) and perspective views. These cameras provided images with 256 levels in RGB bands with a resolution of 2704×1520 pixels, at an acquisition frequency of 60 Hz. For each test, lateral and azimuthal videos were analyzed with an image processing algorithm developed for this study. The field of view (FOV) covered a 0.60 m height and 3 m long LED screen with a light diffuser which was assembled to generate a uniform and continuous light source, against which the plumes were sharply delineated. The vertical structure of the water temperature showed a homogeneous distribution during the experiments, with temperatures between 16.5 and 17.5°C. Videos were recorded during 40 s, a time long enough to let the plume exit the FOV.

Coal and rhodamine samples

A coal sample was obtained from the stockpile of Quintero port. The sample was dried and then graded, showing a wide range of particle sizes. Preliminary tests showed that a marginal fraction of finest grains remained in the surface, mid-size grains were transported in the water column and coarse grains underwent sedimentation without experiencing further resuspension. To better discriminate among these processes, the raw sample was divided into a fine fraction (Coal FF, $d_{50} = 0.14 \text{ mm}$) and a coarse fraction (Coal CF, $d_{50} = 0.54 \text{ mm}$) which granulometry is included in Table A1. The division between the samples was arbitrarily defined to be 0.25 mm, corresponding to sieve 60 of the ASTM sieve (ASTM, 2005).

The discharge of substances was located 10 cm above the still water level at $x = 0 \text{ m}$, resembling (but not replicating)



the spillage of coal from an unloading facility, conveyor belt or due to wind transport from a stockpile. The coal sample was encased in a cylindrical dispenser with a moving lid at its bottom which was instantaneously opened by releasing an extended spring. For each test, 10 g of coal measured on a digital scale with an accuracy of 0.01 g, were placed in the dispenser.

For Rhodamine, an 80 g solution supplied by Abbey Color® was dissolved in 1 L of ethyl alcohol, and subsequently diluted in 10 L of fresh water. The concentration of 1100 mg/L achieved was enough to provide a sharp contrast with the background. Rhodamine was released at room temperature to minimize buoyant effects. A peristaltic pump (ETATRON B3-V-4-3 model) working at a flow rate of 4 L/h at 3 Bar pumped during 5 s from the same point of the dispenser's bottom lid. For sake of visualization, Figure 3 shows the overlap of rhodamine and coal experiments (images in pixels before scaling to cm) at two distinct times where it is visible the cigar shape of the rhodamine induced by its pumping mechanism ($t = 2$ s) and the coal deposition is clearly visible at ($t = 14$ s). It is also clear that at this latter time, rhodamine and coal plumes follow similar paths.

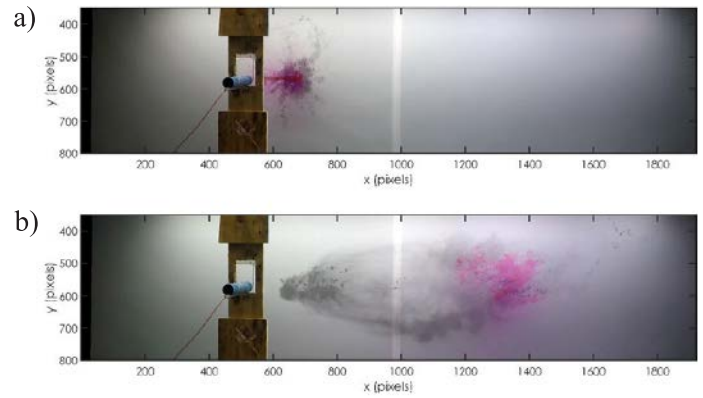


Figure 3: Azimuthal view of experiments of rhodamine (red plume) and coarse coal (dark plume). The images result from the overlap of snapshots obtained for both substances at (a) $t = 2$ s and (b) $t = 14$ s. Images are depicted in pixels before scaling to cm.

Methods

Image processing

Imaging methods have proven to be useful in different fields of hydraulics and fluid mechanics, enabling measurement of flow variables in a non-intrusive way with high spatial and time resolution (Tropea and Yarin, 2007; Lin *et al.*, 2012). In this study, imaging techniques were used to determine the plume's shape and evolution, as a simple way to compare the mixing of rhodamine and transport of coal. In doing so, the pixel intensity was used as a proxy for the concentration. An image processing algorithm in Matlab® was developed to delimit the plume's geometry and concentration in videos obtained from the azimuthal and lateral views. The first step of this procedure consisted in obtaining a background image by averaging 5 frames before releasing the tracer. This background was then subtracted from each image to enhance the plume contrast. Pixels belonging to the plume were defined when the intensity of the raw image (Figure 4a) subtracted by the background, exceeded a threshold of 15 (in the grey scale 0 to 255). This yielded a binary image per frame (Figure 4b). The threshold was preliminary defined from the analysis of videos, by checking if the computed shape of the plume was consistent with the one identified by visual inspection. The detection algorithm was built to consider cases where the rhodamine was divided due to entrainment in smaller fractions (Figure 4c) or by sedimentation in the case of coal (Figure 4d), in which case only the downstream moving portion was considered. The determined relevant geometric parameters of the plume in pixel scale, namely

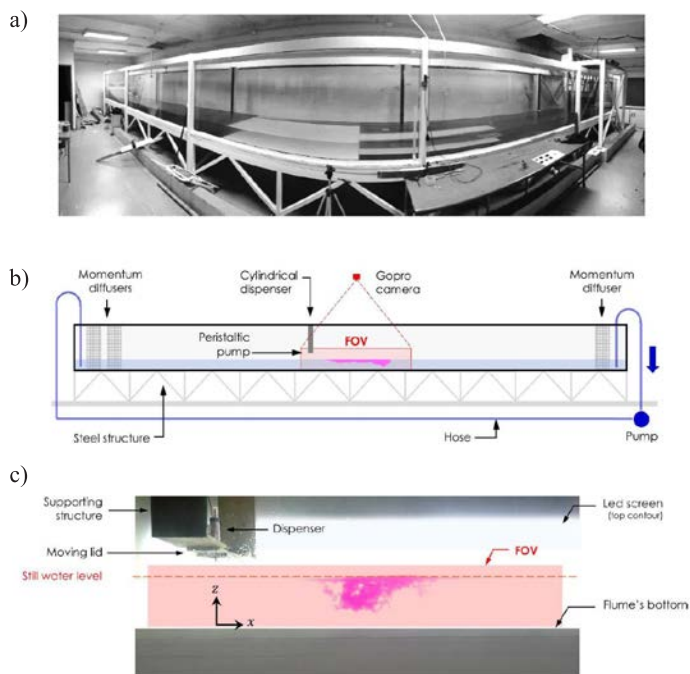
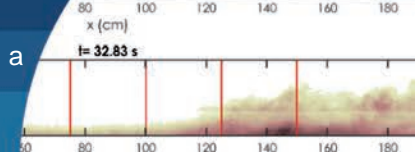


Figure 2: a) Side view of the flume at the School of Ocean Engineering of the Universidad de Valparaíso, b) sketch of the experimental apparatus and c) details of the sampling section with the led screen and the field of view. The coordinate system is included.



the area and the plume's centroid, and then scaled to physical units.

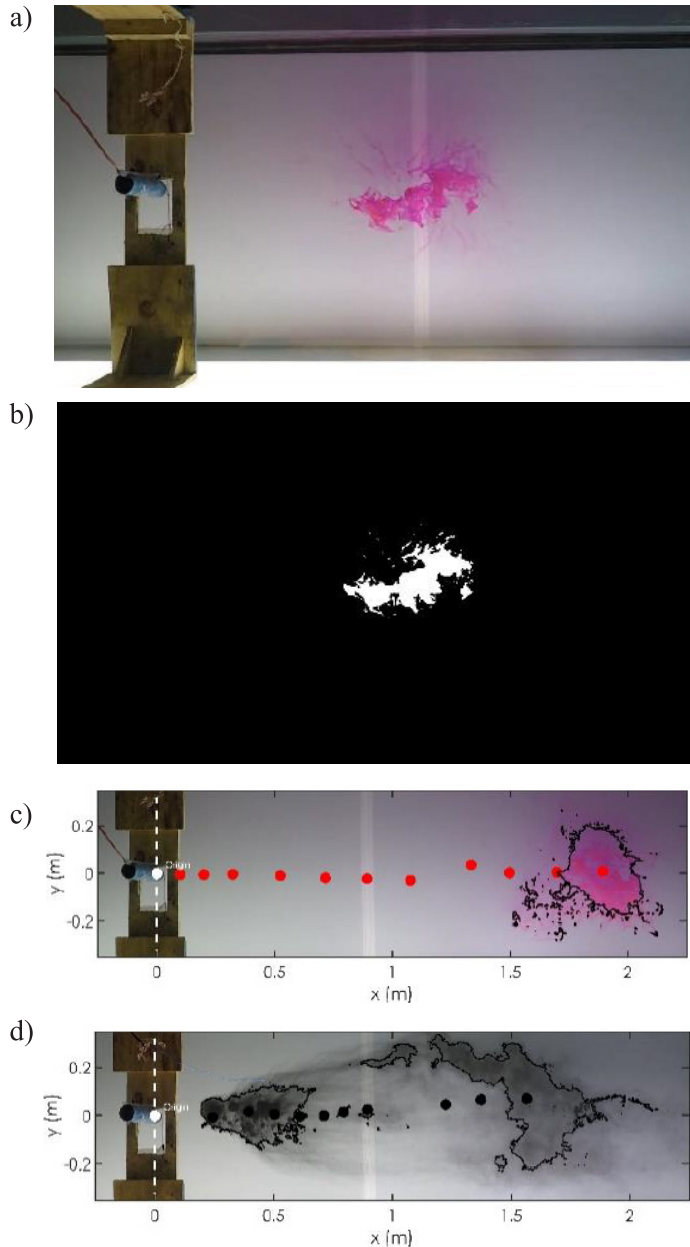


Figure 4: Illustration of the plume detection algorithm. (a) Original image extracted from the video, (b) binary image defined by a given threshold. Trajectories of the plume centers of (c) rhodamine and (d) coal.

Modeling cases

The notation $S_j R_k O_l$ was introduced to identify tests, where S_j represents the substance (S_1 : rhodamine, S_2 : coal FF, S_3 : coal CF), R_k is the repetition ($k = 1, 2, 3$) and O_l the viewpoint (O_1 : lateral, O_2 : azimuthal). The plume was characterized by the area $A(S_j, R_k, O_l, t)$, in cm^2 , and the position of its centroid $Xc(S_j, R_k, O_l, t)$, in cm for all possible

combinations of substance, repetition and viewpoint. For example, $A(S_2, R_3, O_2, t)$ represents the area of the fine fraction of coal, viewed from the lateral view at time t in the third repetition. These parameters were calculated every 0.1668 s and filtered with a moving average of 9 steps (1.5012 s) to smooth out small scale turbulent fluctuations. The discharge corresponds to $t = 0$ s. The time evolution of the plume's centroid Xc and area A were used as indicators of advection and turbulent diffusion experienced by the substance, respectively. Three repetitions were performed for each substance at exactly similar conditions to assess the randomness of the mixing process.

Quantitative comparison of rhodamine and coal from bulk properties

A simple quantitative criterion was used to define if rhodamine could adequately predict the behavior of coal. For tests with the same conditions, the ratio between the values of each variable obtained for each substance at 4 instants t_k ($k = 1, 2, 3, 4$) was computed (Figure 5). If the ratio was in the range $0.8 < r < 1.2$, both substances were considered to have a similar behavior at instant t_k ; otherwise not. As example, Figure 5 depicts the selection of four values for the plume's area computed from the lateral view for cases $S_1 R_2 O_1$ (rhodamine) and $S_2 R_1 O_1$ (coal FF). Clearly for $t_1 = 5$ s, both substances do not show similar behavior while for the other times they do. Though this range was arbitrary defined, sensitivity analyses proved results were not significantly sensitive to it.

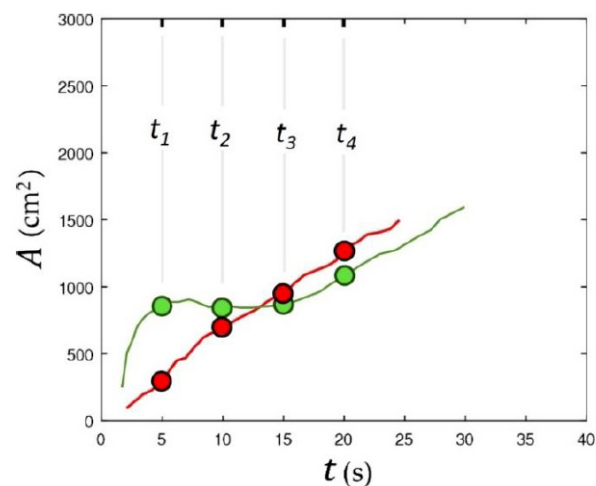
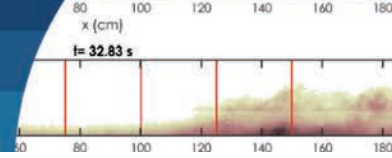


Figure 5: Example of comparison between area of rhodamine and coal FF from the lateral view, at 4 different times after the discharge. Red, green and black lines represent repetitions of rhodamine, coal FF and coal CF, respectively. Each curve is computed until the plume reaches the boundary of the FOV.



Quantitative comparison of rhodamine and coal from concentration profiles

Concentration profiles for rhodamine and coal at different sections and repetitions were analyzed and compared to theoretical profiles of sediment concentration on a fully developed turbulent flow. To do so, the pixel intensity was used as proxy of the concentration of rhodamine and coal, with no further calibration. Under a fully developed turbulent flow, the interaction between the sediment depositional dynamics and the upward diffusion due to turbulent eddies determines the region where it is preferentially transported (Vanoni, 1975). For flows carrying low amount of sediment, the local average concentration can be estimated with the formula of Rouse (1937), stemming from the balance of the gravitational settling of particles and the upward diffusive flux due to turbulence (Jha and Bombardelli, 2010). The local average concentration at elevation z is given by

$$C_s(z) = C_{sa} \left(\frac{h-z}{z} \cdot \frac{a}{h-a} \right)^{Ro} \quad (1)$$

where C_{sa} is the mean solute concentration at a conventional elevation (typically $a = 0.05h$), Ro is the Rouse number defined as $Ro = w_s/\beta\kappa u_*$ (Julien, 2010; Dey, 2014), w_s was determined using the formula of Dietrich (1982), which has been evaluated in previous studies for similar ranges of Reynolds number and grain size distribution (Jha and Bombardelli, 2010; Muste *et al.*, 2005) and κ is the von Karman constant ($\kappa = 0.41$). The parameter β is a depth average attenuation coefficient defined as $\beta = 1/Sc_t = \epsilon_s/\epsilon_t$, which relates solute and momentum diffusion coefficients; it is generally assumed to be 1.0 (Muste *et al.*, 2005). Coleman (1970) proposes a correction β for when turbulence has a predominating influence ($w_s/u_* < 1$) over gravitational settling

$$\beta \left(0.1 < \frac{w_s}{u_*} < 1 \right) = 1 + 2 \left(\frac{w_s}{u_*} \right)^2 \quad (2)$$

In the case of coarse coal, where the bed load transport is dominant, the sediment concentration near the bed is calculated using a simplification of Rouse equation assuming $h - z \approx h - a$ (Julien, 2010). Flow characteristics of the experiment and suspension parameters are summarized in Table A2.

Results Flow dynamics

The hydrodynamic condition tested was defined by a flow rate of $Q = 0.0101 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, a Reynolds number of $Re = 2.7 \times 10^4$ and a Froude number of $Fr = 0.03$. The velocity profiles, turbulent intensities and Reynolds stresses measured at sections $x = 0 \text{ m}$, 1.73 m , 2.23 m and 5 m are shown in Figure 6. The flow is a typical boundary layer flow with a mean $u^* = 0.0026 \text{ m/s}$.

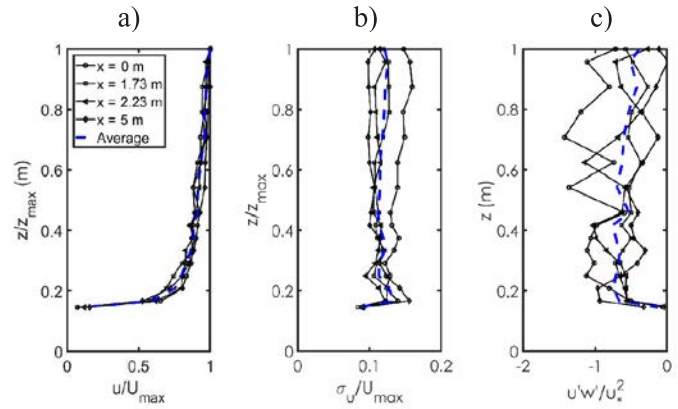
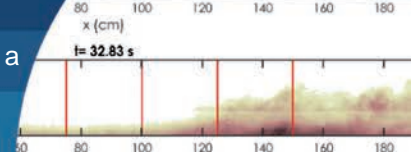


Figure 6: Characterization of the flow at different sections for condition Q1: (a) mean velocity profiles, (b) root-mean-square of the velocity and (c) Reynolds stresses

Qualitative description of mixing of rhodamine and coal transport

The analysis of lateral videos at different instants and different sections shows that rhodamine, coal FF and coal CF behave differently when transported by a flow. The mixing of the plume of rhodamine (Figure 7) is controlled by advection close to the free surface, with minor vertical and horizontal diffusion. The plume's length of $\approx 25 \text{ cm}$ observed after $t = 7.0 \text{ s}$ is explained by the bursts of rhodamine injected by the peristaltic pump during 5 s, thus forming an elongated and irregular plume. The vertical momentum from the release 10 cm above the still water level seems minor. Further downstream, there is some water entrainment into the plume, but its shape remains reasonably stable along the flume. Additionally, there is a very low-concentration fraction of rhodamine diffusing rapidly in the surface (probably related to chemical reactions between the colored solution and water), which is not observed in the lateral view (as its concentration remains below the threshold).



The transport of Coal FF includes different processes occurring at different times and locations (Figure 8). Immediately after the instantaneous release, coal is wetted as the bulk grains entrains water. From time $t = 0$ to $t = 3.5$ s, coal is advected close to the free surface, however, its weight and vertical momentum transport mix the substance, until occupying the water column ($t = 7.0$ s). Between $t = 10.5$ and 13.7 s, advection is not uniform and begins to be influenced by the mean flow velocity profile and by the falling velocity of the fine coal. From $t = 17.0$ s onwards, the grains remain in the lower part of the water column, resembling a gravity current. Given this behavior, two regions are identified. The near-field correspond to the region where the effect of the discharge and the fall velocity of coal play an important role. Here, the mixing process is governed by the self-induced turbulence generated by the discharge near the surface. This vertical momentum from the discharge entrains water, resulting in rapid mixing which tends to decay with distance, as a gradual transition

to horizontal flow is observed. The far-field, on the other hand, is the region where the effects of the discharge is no longer relevant, and the transport is controlled by the background flow. From Figure 8 it is possible to estimate that the near-field holds up to about 17 s.

For Coal CF (Figure 9) there is a quick deposition of the coal and two driving mechanisms acting thereafter: the deposition of the coarser grains of coal and its advection downstream. As for the fine fraction, its transport also shows near- and far-field regimes controlled by the source and the background flow, respectively. The near-field, however, extends for a smaller time ($t = 4.2$ s), after which the plume is transported as a density current like flow. Due to the entrainment, the plume grows in size after $t = 4.2$ s, nearly reaching the free surface. There is a considerable fraction of coarse grains (not observed in this lateral view) that remains in the bottom, leaving a well-defined trail as coarse grains settle without resuspension.

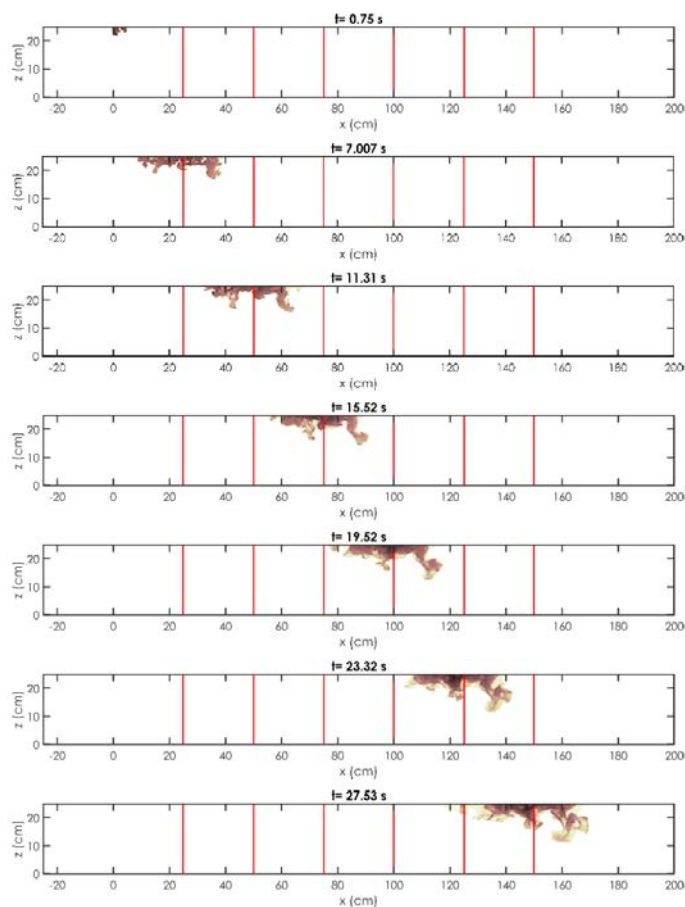


Figure 7: Evolution of the rhodamine plume in the channel, for case $S_1R_1O_1$. Red lines depict sections where ensemble concentration profiles are analyzed (Figure 12)

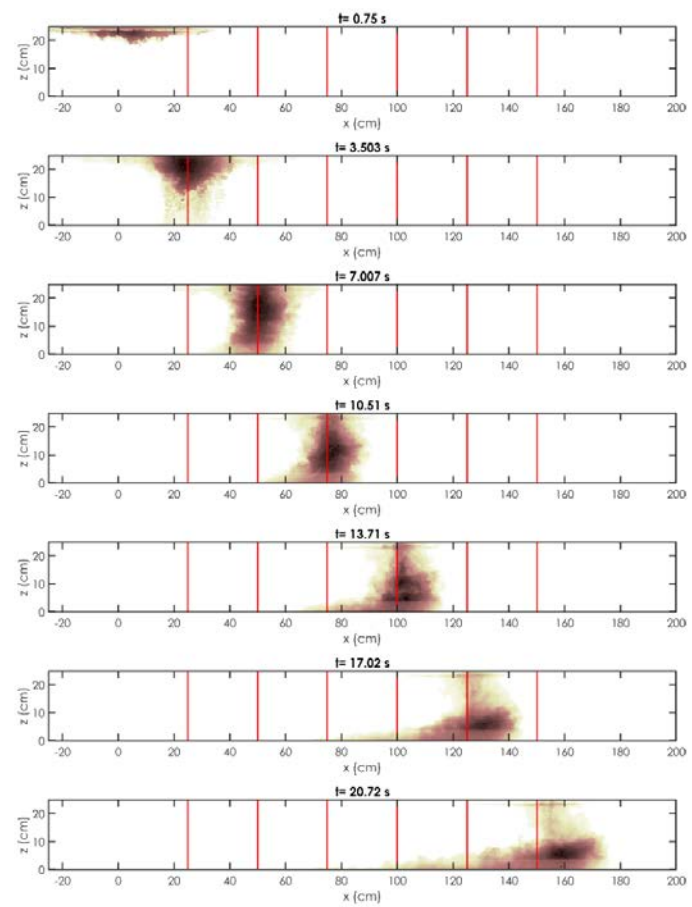


Figure 8: Evolution of the fine coal plume (FF) in the channel, for case $S_1R_1O_1$. Red lines depict sections where ensemble concentration profiles are analyzed (Figure 12)

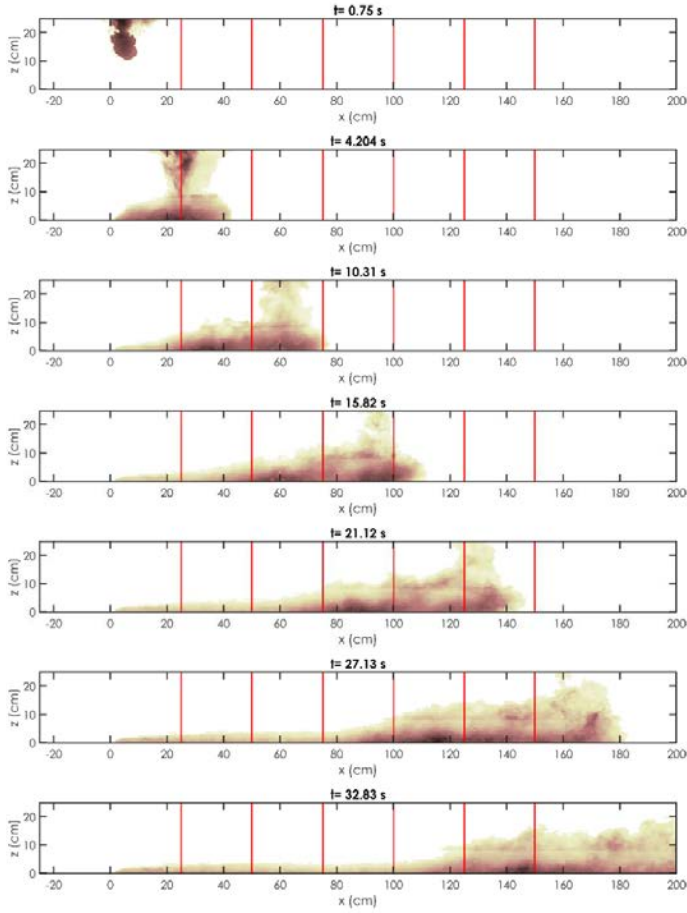
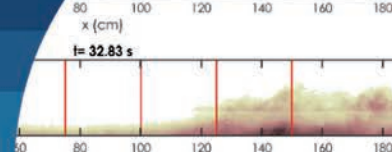


Figure 9: Evolution of the coarse coal plume (CF) in the channel, for case $S_1R_1O_1$. Red lines depict sections where ensemble concentration profiles are analyzed (Figure 12)

Quantitative comparison of rhodamine and coal from bulk properties

The comparison of the plume's area A and the position of its centroid X_c for all possible combinations of substance, repetition and viewpoints is depicted in Figure 10. From these figures, the quantitative criterion included in the section of methods is used to define if rhodamine can adequately predict the behavior of both fractions of coal. These results, shown in Table 1, first represent the percentage of cases in which each parameter is adequately predicted by each repetition of rhodamine (S_1R_i , $i = 1, 2, 3$). Then, these values per repetitions are averaged and then averaged by point of view. Overall, it is observed that the plume's area of rhodamine is a bad predictor of coal FF (25% of cases) and ever worse for coal CF (11%). This is explained by the fact that the area of the plume of rhodamine is significantly smaller than for coal samples, especially for the azimuthal view (Figure 10a,b). In

contrast, for the plume's centroid, adequately predicts 88% and 89% percentages of the cases of coal FF and coal CF, respectively. This is observed by the similitude trajectories shown by all three substances (Figure 10c,d), which are controlled by the advection of the mean flow. The outstanding results for coal CF, however, overshadow the fact that a significant portion of the coarse grains settle down without resuspension. In simple terms, rhodamine is a good predictor of the advection of the suspended grains of coal (for both fractions) but fail to represent the growth of the coal plume, triggered by turbulent diffusion. Finally, sedimentation is completely overlooked by this procedure.

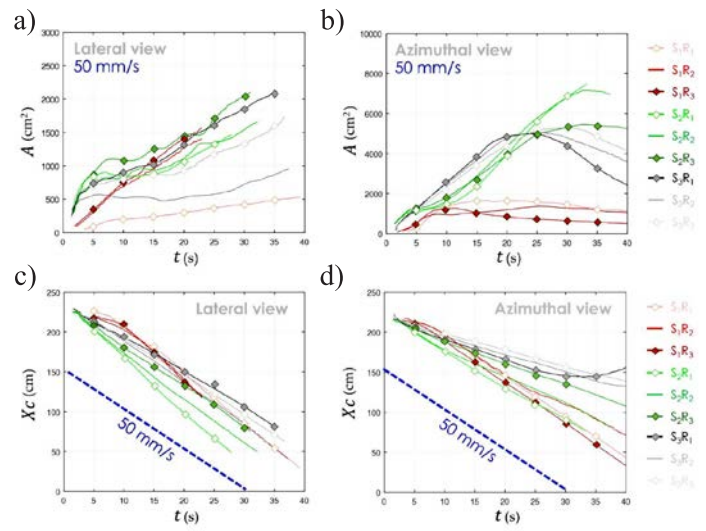


Figure 10: Area of the plume A computed from the (a) lateral and (b) azimuthal views. Centroid of the plume X_c computed from the (c) lateral and (d) azimuthal views. The mean velocity of $U \approx 50$ mm/s is represented in blue dashed lines. In both panels, red lines correspond to Rhodamine (S_1), green lines to coal FF (S_2) and grey lines to coal CF (S_3) for all repetitions R_i ($i = 1, 2, 3$). Each curve is computed until the plume reaches the boundary of the FOV.

Table 1: Percentage of cases in which rhodamine predicts the plume's area A and centroid

Test	Compared with coal FF (S_2)				Compared with coal CF (S_3)			
	Lateral view		Azimuthal view		Lateral view		Azimuthal view	
	A	X_c	A	X_c	A	X_c	A	X_c
S_1R_1	0	83	33	100	0	100	0	75
S_1R_2	67	75	17	100	33	100	0	83
S_1R_3	33	67	0	100	33	100	0	75
Averaging repetitions	33	75	17	100	22	100	0	78
Averaging views			25	88			11	89

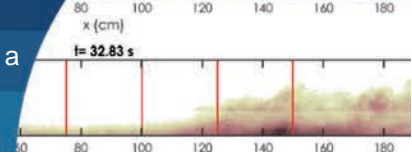


Figure 10 shows that there is a significant variability in the estimation of the plume's area A for coal samples while the position of the centroid X_c follows minor changes among repetitions. This variability can be attributed to the natural randomness of the turbulent flow field and to experimental errors. To assess the variability within repetitions of coal samples, Table 2 shows the percentage of cases in which one repetition follows the same behavior of the others, following the quantitative criterion included in the section of methods. It is observed that the position of the centroid X_c has a relatively high repetition for coal FF (92%) and no variability for coal CF (100%), the latter which can be argued by case $S_3 R_1$, which begins to deviate after $t = 35$ s (Figure 10d). The area A has larger but still minor variability among repetitions, explained by the large changes in the lateral view (Figure 10a).

Table 2: Percentage of cases in which coal sample (FF and CF) are compared to different repetition

Test	Compared with coal FF (S_2)				Compared with coal CF (S_3)			
	Lateral view		Azimuthal view		Lateral view		Azimuthal view	
	A	X_c	A	X_c	A	X_c	A	X_c
$S_2 R_1$	75	92	92	92				
$S_2 R_2$	83	92	100	100				
$S_2 R_3$	50	83	92	92				
$S_3 R_1$					50	100	100	100
$S_3 R_2$					33	100	100	100
$S_3 R_3$					50	100	100	100
Averaging repetitions	69	89	94	94	44	100	100	100
Averaging views			82	92			72	100

Quantitative comparison of rhodamine and coal from concentration profiles

Normalized concentration profiles at sections $x = 0, 0.25, 0.5, 0.75, 1.0, 1.25$ and 1.5 m were determined for each repetition and then ensemble-averaged for each substance. To do this, a 4 cm width interval was chosen around each section to perform a spatial average (e.g. the measured profile at $x = 0.25$ is a spatial average in the interval $0.23 < x < 0.27$ m). Finally, an ensemble averaged was performed with all three runs. Figure 11 depicts the three runs with a large variation, and the ensemble average profile for coal FF as an example of application of this procedure. It is clearly observed that three runs are not enough to ensure that the ensemble average converges, but it allows to

smooth some of the existing noise. It is also possible to see that the Rouse profile is not yet suitable to describe the concentration profile, since its required conditions are not met (e.g. suspended transport in equilibrium conditions, considering the channel bed as sediment source). It is also worth mentioning that, due to the blurred glass, close to the bed, the evaluation of the concentration below $z/z_{max} < 0.15$ is not accurate.

In Figure 12, the ensemble average of the three substances is plotted at the aforementioned locations. It can be seen that, whereas higher concentration values are found for coal (FF and CF) closer to the channel bed, the rhodamine is transported closer to the free surface. At distances larger than $x > 75$ cm, coal profiles tend to be quite similar. All these patterns were already observed in Figure 7 to Figure 9.

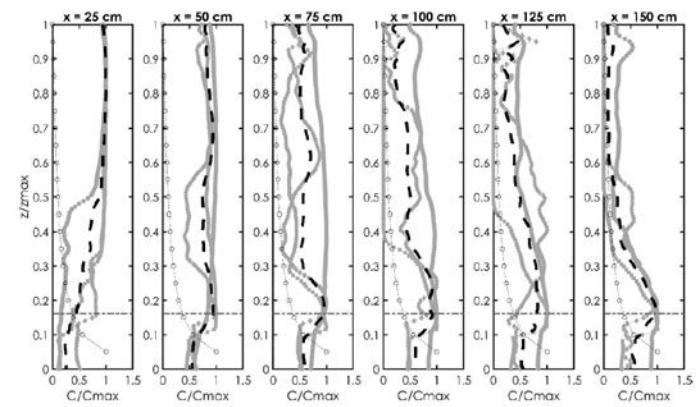


Figure 11: Coal FF concentration profiles at different sections. Grey dotted lines indicate individual runs whereas, black dashed lines depict ensemble averages. Grey dot-lines with circles depict the Rouse profile. Grey dashed line at $z/z_{max} < 0.15$ indicates the limit of the blurred channel glass that prevented accurate measurement of the light intensity

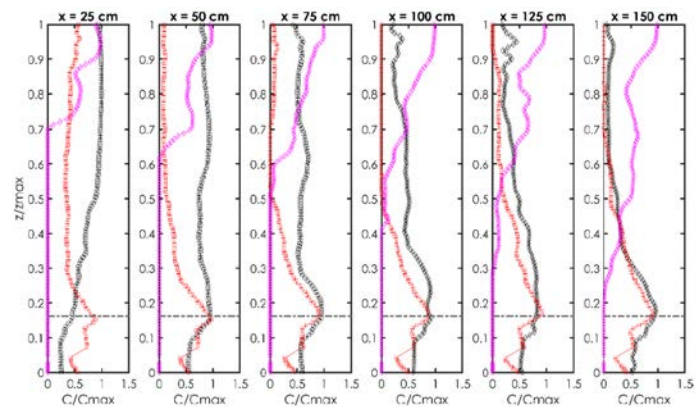
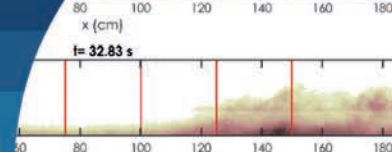


Figure 12: Ensemble averages of each material. Black: coal FF; red: coal CF; magenta: rhodamine. Grey dashed line indicates the limit of the blurred channel glass that prevented accurate measurement of the light intensity



Discussion

To discuss whether rhodamine is a good tracer to predict coal transport in water, one must look at different variables in different time and spatial scales. The combination of bulk properties (plume's area and position of its centroid X_c) and concentration profiles used herein provide valuable insights for determining similarities and differences in mixing and transport mechanisms between these substances. From a macroscale perspective, it is observed that, despite the initial effect of the substance input method for rhodamine and coal, as the plumes are advected downstream and entrain water, they tend to mix and dilute, until their shape becomes independent of their initial shape. Due to the lack of whole field measurement techniques (*e.g.* PIV) that would allow resolving the flow field both in space and in time, a visual classification based on the plume shape depicted in Figures 7-9 was used. This criterion was based on the vertical distribution of coal, being considered that the near-field ended when the coal flowed mainly close to the bed. For both substances, the identified near- and far-field regimes showed different features. Whereas in the near-field, the input mechanism determined the plume's geometry (*e.g.* cigar-shaped rhodamine plume and vertically distributed coal plume), in the far-field, concurrent mechanisms for both fractions of coal (deposition of the heavier lumps of coal, water entrainment and consequent mixing) made their plumes behave similarly downstream (Figure 12), but with differences in plume sizes (Figure 10a,b).

Another macroscale analysis concerned the trajectory of the plumes. As seen in Figure 4d and 4e, the plume of rhodamine stayed more coherent, whereas a plume detachment was observed for coal due to the deposition of coarser grains close to the source. Though the coal plume increased and widened more than rhodamine, within the FOV, the trajectories of their centroids X_c were similar (Figure 10c, d and Figure 13). The similarity observed in the evolution of the plume's centroid for both rhodamine and coal is explained by the fact that this variable is controlled by the mean flow advection and weakly affected by the substance's properties, as coal remains suspended in low concentrations. On the other hand, large discrepancies observed in plumes areas, depicts the influence of the substance's physical properties on transverse/vertical diffusion and shear dispersion due to changes in the

vertical profile of velocity. These differences observed in the evolution of plume's area between substances, is also explained by both the inertial entrainment of coal in water and the consequent self-induced turbulence that enhance its mixing in the near-field, and the gradual deposition of the coal grains as the plume is advected in the far-field.

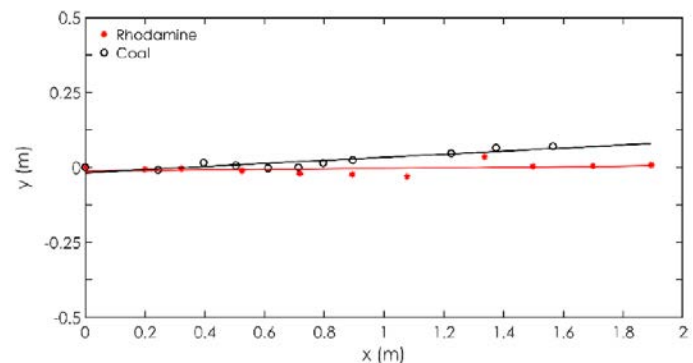
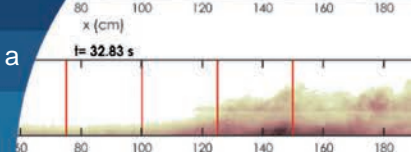


Figure 13: Trajectories of rhodamine ($S_1R_1O_2$) and coal CF ($S_3R_1O_2$), as obtained from the azimuthal views in Figure 4d and 4e, respectively. For these two repetitions, the measured slope was 0.011 and 0.06 and the celerity of for rhodamine and coal, respectively

Considering the aspects discussed above, it is reasonable to assume that rhodamine can be used to track the suspended particles of coal on a laboratory scale. However, the proposed procedure presents several limitations if aimed to understand the transport of coal in real-scale cases, which are here discussed. In terms of the hydrodynamics, for example, thermal and density stratification, negligible in the analyzed models, may be relevant in the transport of coal and mixing of rhodamine on a particular site, especially during warm days in summer. The fate of these substances could also be affected by rain, flow disturbances by outfalls or density currents from nearby rivers; all of which are omitted herein. Additionally, the essentially 2D velocity profiles achieved in the experiments (Figure 6a) may substantially differ from in situ records, where currents may be highly 3D and affected by the complex hydrodynamics of breaking waves (*e.g.* undertow) when approaching the coast. Regardless of the complexities of the flow in real cases, we may assume that rhodamine and the finest fractions of coal would behave in the same manner under the same conditions. In other terms, the relatively small size of the FOV limited the understanding of far-field processes, *i.e.* those which become independent of the discharge. The study of these processes require



larger spatial scales and longer time scales which could be addressed by scaling up these experiments in a larger flume or complementing models with field experiments comparing simultaneously the fate of rhodamine and coal in coastal waters.

Another limitation is related to the image processing algorithm specially developed for these experiments. Sources of image distortion due to physical processes (*e.g.* refraction of light propagating through water, glass and air) and geometrical nature (*e.g.* analyzing an essentially 3D phenomena with two orthogonal images) were not considered in the algorithm. However, the distance at which the cameras were placed with respect to the FOV make us conjecture the distortion is minor compared to the size and shape of the analyzed plumes. Besides, the distortion is present in all images, so it does not alter the comparison among tests.

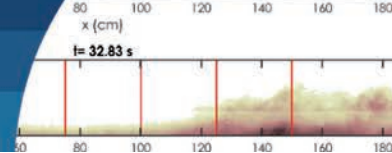
The analysis performed for the FOV overshadows the behavior of some processes, such as the sedimentation of coal (only captured in the azimuthal view) and the rapid diffusion of a thin rhodamine layer in the surface (only observed, but not accounted in the algorithm). Finally, a lack of a proper color calibration prevented the conversion of the pixel intensity into concentration values.

Improvements to better understand the physics of coal transport phenomena could be achieved by separating raw samples into finer separations. Indeed, the use of an arbitrary threshold of 0.25 mm between the coal FF and CF did not allow a sharp distinction of the dominant mixing processes affecting different grain sizes. Additionally, better triggering mechanisms for the discharge of rhodamine (liquid) and coal (granular) should be developed to ensure that the relevant properties of the discharge (*e.g.* mass, vertical momentum, concentration) are comparable. With suitable measurements techniques, such as LIF-PIV it would be possible to measure the velocity field and concentration map within the plume and to better characterize the plume-water interaction. In terms of the vertical concentration profiles, discrepancies between theoretical Rouse and observed concentration profiles can be partly explained by the fact that testing FOV is not enough to reach a fully developed turbulent flow. From the perspective of measurements, the use of 3 samples to compare bulk properties and concentration profiles is

insufficient to ensure that the ensemble average converges, thus more repetitions should be conducted to provide robust results. While mean currents are statistically steady and weakly variable within the FOV, mixing is strongly transient and variable due to the turbulent nature of the background flow. In terms of the theoretical profiles, there are inherent difficulties in existing models to accurately predict the vertical concentration distribution of suspended particles. Indeed, studies have questioned the assumption of constant β value over the entire water depth, based on the fact that both sediment and momentum diffusivity vary over the flow depth (Lin *et al.*, 2012; Hughes, 1993; Graf and Cellino, 2002). Despite these findings, no universally-accepted values of this parameter nor its proper parametrization have been established, as is extensively discussed in Gualtieri *et al.* (2017). Additionally, Rouse analysis was theoretically developed for suspended transport in equilibrium conditions, considering the channel bed as sediment source. These assumptions differ from the current experiments where a point, instantaneous and surface source is used, leading to a non-equilibrium condition. These discrepancies highlight the need of further development of theoretical and modelling frameworks to address the suspension dynamics of coal (or other granular material) in non-equilibrium conditions, in order to predict contaminant fate from point sources and its implications on surrounding environment.

Conclusions

A simple and low-cost experimental procedure aimed to investigate if rhodamine can predict coal transport in water on a model scale is proposed. From the experiments, it was observed that the physical mechanisms governing the mixing and transport of these substances are fairly different. Transport processes for both fractions of coal (FF and CF) are divided into near- and far-field regimes controlled by the source and the background flow, respectively. Near the source, an intense mixing results from self-induced turbulence of the discharge and its interactions with the flow. Beyond this region, the effects of the discharge decay and the plume grows at a slower rate than in the near-field, driven by advection and turbulent diffusion of the suspended grains and superficial drift of the finest grains. The complex mixing pattern after the discharge is characterized by a strong sedimentation of large grains



(specially for CF and to a lesser degree for FF), followed by clusters of smaller grains retained at the surface which randomly disintegrate and fall as bursts. In the bottom, sediments are deposited showing negligible resuspension; few bubbles initially entrained by sediments to the bottom are randomly released. Rhodamine, conversely, shows a much simpler mixing pattern governed by advection and, to a lesser degree, by turbulent diffusion.

The presented results show that, if properly prepared and injected, the mixing of rhodamine resembles the finest fraction of coal that is transported as a suspended material, but fails in characterizing the larger coal grains that experience sedimentation. Further research is needed to understand resuspension of coal previously deposited in the bottom, particularly for cases where old deposits located in layers below the sea bottom may be suspended during intense coastal storms. From a forensic standpoint, additional tools (*e.g.* granulometry, petrography, electronic microscopy) could be used to compare samples collected on a polluted beach with coal deposits on nearby candidate sites (berth sites, stockpiles, conveyor belts). This, in combination with lab tests of in-situ raw samples (*e.g.* mixture of coal and sand) and hydrodynamic modelling, could aid in establishing the source of coal on a particular site.

The procedure was applied with relatively accessible equipment (an ADV, a level gauge and GoPro cameras) in combination with imaging techniques which could be easily implemented in small scale laboratories. Though it provides a good alternative because of its low cost and simplicity of use, more advanced techniques for measuring hydrodynamics (*e.g.* PIV) and mixing processes (*e.g.* 3DLIF) could aid in a better characterization of the mixing processes. The procedure could also be used to compare the mixing and/or transport of substances by other types of granular material (*e.g.* bulk material such as cereals) or liquid discharges (*e.g.* turbulent jets, sewage water outfalls) under forcing agents such as waves (Lin *et al.*, 2012) tidal-, density- or wind-generated currents. Its implementation would require further research to reduce the inevitable scale effects on sediment/grain transport phenomena (in suspension and as bed load) yielding from the application of Froude similarity (Hughes, 1993).

Acknowledgments: The authors would like to acknowledge Ecotecnos for providing the coal samples.

Funding: This research was funded by Ecotecnos (<https://ecotecnos.cl/>).

Conflicts of interest: The authors declare no conflict of interest. The funders had no role in the design of the study; in the collection, analyses, or interpretation of data; in the writing of the manuscript, or in the decision to publish the results.

Author contributions: Conceptualization and methodology: P.W., F.M. and M.R.; software development: A.G., R.A. and P.W.; physical modelling: F.M.; formal analysis: P.W., F.M., A.G., M.R., R.A. and J.S.; data curation: A.G., F.M. and J.S.; original draft preparation, review and editing: P.W. R.A.; supervision: P.W.; project administration: M.R.; funding acquisition: M.R., F.M. and P.W.

Appendix A

Table A1: a) Granulometry of the fine (Coal FF), b) coarse (Coal CF) samples (ASTM, 2005) and c) view of a coal sample

Coal FF			Coal CF		
Sieve	Size, mm	Fraction retained, %	Sieve	Size, mm	Fraction retained, %
120	0.125	60	5	4	3
230	0.063	35	10	2	7
Base	0.031	5	18	1	10
			35	0.5	35
			60	0.25	45



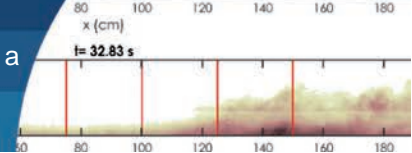


Table A2: Flow characteristics of the experiment and suspension parameters used to compute Rouse profile

Flow parameters		
U, m/s	0.05	
u*, m/s	0.0026	
Fr	0.03	
Re	2.7x10 ⁴	
Solute suspension parameters		
	Fine coal	Coarse Coal
d ₅₀ , mm	0.14	0.54
w _s , m/s	0.0011	0.0105
w _s /u*	0.44	4.05
β	1.39	1.00
Ro	0.77	9.88

References

Abessi, O. and Roberts, P.J.W. (2014). Multiport diffusers for dense discharges. *Journal of Hydraulic Engineering* **140**(8), 04014032

Abessi, O. and Roberts, P.J.W. (2015). Dense jet discharges in shallow water. *Journal of Hydraulic Engineering* **142**(1), 04015033

Ahrens, M.J. and Morrisey, D.J. (2005). Biological effects of unburnt coal in the marine environment. *Oceanography and Marine Biology: An Annual Review*, Gibson, R.N., Atkinson R.J.A., and Gordon, J.D.M. (eds.), Taylor and Francis, **43**, 69-122

ASTM (2005). Standard test method for sieve analysis of fine and coarse aggregates. ASTM C136-05, ASTM International, West Conshohocken, PA, USA

Bennett, J.R. (1987). The physics of sediment transport, resuspension, and deposition. *Hydrobiologia* **149**(1), 5-12

Berry, K.L., Hoogenboom, M.O., Flores, F. and Negri, A.P. (2016). Simulated coal spill causes mortality and growth inhibition in tropical marine organisms. *Scientific Reports* **6**(1), 1-8

Choi, K.W., Lai, C.C. and Lee, J.H. (2015). Mixing in the intermediate field of dense jets in cross currents. *Journal of Hydraulic Engineering* **142**(1), 04015041

Clark, D.B., Lenain, L., Feddersen, F., Boss, E. and Guza, R.T. (2014). Aerial imaging of fluorescent dye in the near shore. *Journal of Atmospheric and Oceanic Technology* **31**(6):1410-1421

Coleman, N.L. (1970). Flume studies of the sediment transfer coefficient. *Water Resources Research* **6**(3), 801-809

Daviero, G.J. and Roberts, P.J.W. (2006). Marine wastewater discharges from multiport diffusers. III: Stratified stationary water. *Journal of Hydraulic Engineering* **132**(4), 404-410

Dey, S. (2014). *Fluvial hydrodynamics*. Springer, Berlin, Germany

Dietrich, W.E. (1982). Settling velocity of natural particles. *Water Resources Research* **18**(6), 1615-1626

Fischer, H.B., List, J.E., Koh, C.R., Imberger, J. and Brooks, N.H. (2013). *Mixing in inland and coastal waters*. Elsevier

Franco-Herrera, A., Grijalba-Bendeck, L.M., Ibáñez, J.P. y Daza, J.N. (2011). *Carbón, clima, playas y peces: el caso de la zona costera del departamento del Magdalena*. Editorial Tadeo Lozano, Bogotá, Colombia

Goring, D.G. and Nikora, V.I. (2002). Despiking acoustic Doppler velocimeter data. *Journal of Hydraulic Engineering* **128**(1), 117-126

Graf, W.H. and Cellino, M. (2002). Suspension flows in open channels; experimental study. *Journal of Hydraulic Research* **40**(4), 435-447

Gualtieri, C., Angeloudis, A., Bombardelli, F., Jha, S. and Stoesser, T. (2017). On the values for the turbulent Schmidt number in environmental flows. *Fluids* **2**(2), 17

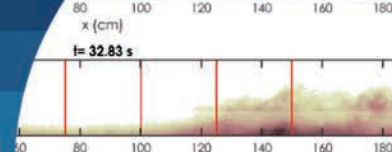
Gungor, E. and Roberts, P.J.W. (2009). Experimental studies on vertical dense jets in a flowing current. *Journal of Hydraulic Engineering* **135**(11), 935-948

Hughes, S.A. (1993). *Physical models and laboratory techniques in coastal engineering*. Advanced Series on Ocean Engineering, Volume 7. World Scientific Publishing, Singapore

IEA (2011). World energy outlook. International Energy Agency, Paris, France

James, I.D. (2002). Modelling pollution dispersion, the ecosystem and water quality in coastal waters: a review. *Environmental Modelling & Software* **17**(4), 363-385

Jha, S.K. and Bombardelli, F.A. (2010). Toward two-phase flow modeling of nondilute sediment transport in open channels. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface* **115**(F3), F03015



- Johnson, R. and Bustin, R.M. (2006). Coal dust dispersal around a marine coal terminal (1977–1999), British Columbia: The fate of coal dust in the marine environment. *International Journal of Coal Geology* **68**(1-2), 57-69
- Julien, P.Y. (2010). *Erosion and sedimentation*. Cambridge University Press, UK
- Klemas, V., Maurer, D., Leatham, W., Kinner, P. and Treasure, W. (1974). Dye and drogoue studies of spoil disposal and oil dispersion. *Journal (Water Pollution Control Federation)* **46**(8), 2026-2034
- Lin, J.F., Hsiao, S.C., Hsu, T.W. and Chang, K.A. (2012). Buoyancy effect on turbulent round jet under regular waves. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering* **139**(3), 190-208
- Moritz, H., Puckette, T., Marsh, J., Boudreau, R., Siipola, M. and Ott, M. (2011). Utilizing sediment tracer studies to evaluate transport pathways at the mouth of the Columbia River, USA. *Coastal Sediments Specialty Conference*, Miami, Florida, USA, 1565-1579
- Muste, M., Yu, K., Fujita, I. and Ettema, R. (2005). Two-phase versus mixed-flow perspective on suspended sediment transport in turbulent channel flows. *Water Resources Research* **41**(10), W10402
- Roberts, P.J.W. and Tian, X. (2000). Three-dimensional imaging of stratified plume flows. *5th International Conference on Stratified Flows*, Vancouver, British Columbia, Canada
- Roberts, P.J.W. and Tian, X. (2004). New experimental techniques for validation of marine discharge models. *Environmental Modelling and Software* **19**(7-8), 691-699
- Roberts, P.J.W., Tian, X. and Jung, Y. (2011). Physical model study of an alternating diffuser for thermal discharge. *Journal of Hydraulic Engineering* **137**(9), 1027-1036
- Rossi, V., Ser-Giacomi, E., López, C. and Hernández-García, E. (2014). Hydrodynamic provinces and oceanic connectivity from a transport network help designing marine reserves. *Geophysical Research Letters* **41**(8), 2883-2891
- Rouse, H. (1937). Modern conceptions of the mechanics of fluid turbulence. *Transactions of the ASCE* **102**(1), 463-505
- Royal Haskoning (2016a). Swansea channel sand tracing. Final Report. Elaborated for NSW Department of Primary Industries (Lands). Australia
- Royal Haskoning (2016b). Old bar beach sediment tracing. Final Report. Elaborated for Greater Taree City Council. Australia
- Rypina, I.I., Kirincich, A. and Peacock, T. (2021). Horizontal and vertical spreading of dye in the coastal ocean of the northern Mid-Atlantic bight. *Continental Shelf Research* **230**, 104567
- Schweinfurth, S.P. (2009). An introduction to coal quality. *The National Coal Resource Assessment Overview*, Pierce, B.S. and Dennen, K.O. eds., US Geological Survey Professional Paper 1625-F, Chapter C, Virginia, USA
- Smith, S.J., Marsh, J. and Puckette, T. (2007). Analysis of fluorescent sediment tracer for evaluating nearshore placement of dredged material. *XVIII World Dredging Congress*, Randell, R.E. (ed.), Florida, USA, 1345-1358
- Takewaka, S., Misaki, S. and Nakamura, T. (2003). Dye diffusion experiment in a longshore current field. *Coastal Engineering Journal* **45**(3), 471-487
- Tang, L., Sheng, J., Hatcher, B.G. and Sale, P.F. (2006). Numerical study of circulation, dispersion, and hydrodynamic connectivity of surface waters on the Belize shelf. *Journal of Geophysical Research: Oceans* **111**(C1), C01003
- Tian, X., Roberts, P.J.W. and Daviero, G.J. (2004a). Marine wastewater discharges from multipoint diffusers. I: Unstratified stationary water. *Journal of Hydraulic Engineering* **130**(12), 1137-1146
- Tian, X., Roberts, P.J.W. and Daviero, G.J. (2004b). Marine wastewater discharges from multipoint diffusers. II: Unstratified flowing water. *Journal of Hydraulic Engineering* **130**(12), 1147-1155
- Tian, X., Roberts, P.J.W. and Daviero, G.J. (2006). Marine wastewater discharges from multipoint diffusers. IV: Stratified flowing water. *Journal of Hydraulic Engineering* **132**(4), 411-419
- Tropea, C. and Yarin, A.L. (2007). *Springer handbook of experimental fluid mechanics*. Springer Science and Business Media.
- Vanoni, V.A. (1975). Sediment discharge formulas. *Sedimentation Engineering*, ASCE, Manual and Reports on Engineering Practice 54, 190-229
- Vroom, J., van Maren, B., Marsh, J. and van der Lelij, A.C. (2017). Effectiveness of the mud motor near Koehool. Results and interpretation of a tracer study. Deltares, Delft, the Netherlands
- WCA (2020). Coal and electricity. World Coal Association. <https://www.worldcoal.org/coal/uses-coal/coal-electricity> (5/14/2020)



Seismic soil classification using a new standard proposal and comparison with the current standard for sites located in Reñaca and Concón

Clasificación sísmica del suelo con una nueva propuesta de norma y comparación con la norma actual para sitios localizados en Reñaca y Concón

Fecha de entrega: 20 de septiembre 2021

Fecha de aceptación: 11 de diciembre 2021

Dennis Raddatz, Gonzalo Aguirre and Oscar Taiba

Ferrara - Proyectos Especiales, Av. Ossa 235, oficina 1150, La Reina, RM de Santiago, Chile, dennis.raddatz@ferrara.cl, gonzalo.aguirre@ferrara.cl, oscartaiba@ferrara.cl

In Chile, to seismically classify a site where a structure is to be founded, the indications of the Chilean design code (NCh433 and DS61), have to be fulfilled. It is a requirement to have the average soil shear wave velocity of the upper 30 m of the site (V_{s30}), and laboratory or in-situ test results related with soil resistance such as: unconfined compression strength (q_u), normalized standard penetration test resistance (N_1) and/or soil undrained shear strength (S_u). In the new classification proposal system (prNCh433, 2018), classification parameters are those that are related to seismic response at the ground surface of the site: V_{s30} , and the predominant soil period (T_g) estimated using the H/V spectral ratio (method of Nakamura). On this article it is compared the classification requirements of the Chilean standard with main design codes and standards in the rest of the world. Also, fundamental periods of soil obtained from measurements carried out in Reñaca and Concón area, are used to seismically classify sites where soil mechanics reports are available. The classifications are undertaken with the new proposed classification standard and comparisons are made with the current classification. As part of this work, it is analyzed whether the sites maintain or change their seismic soil classification and the type of change they undergo. Finally, soil parameters that are determinants for the obtained soil classifications are identified

Keywords: seismic soil classification, V_{s30} , soil fundamental period

En Chile, para clasificar sísmicamente un sitio donde se pretende fundar una estructura, se deben cumplir las disposiciones normativas (NCh433 y DS61), requiriéndose contar con la velocidad de onda de corte equivalente de los 30 m superiores del terreno (V_{s30}) y con propiedades asociadas a la resistencia del suelo como: compresión no-confinada (q_u), índice de penetración estándar normalizado (N_1) y/o resistencia no drenada del terreno (S_u). En la nueva propuesta de clasificación (prNCh433, 2018), los parámetros de clasificación son aquellos que están relacionados con la respuesta sísmica en la superficie del sitio: V_{s30} , y el periodo predominante del suelo (T_g) estimado mediante la razón espectral H/V (método de Nakamura). En este trabajo se realiza una comparativa de los requisitos de clasificación de la normativa chilena con los principales códigos de diseño en el resto del mundo. Además, se utilizan mediciones del periodo predominante del suelo realizadas en la zona de Reñaca y Concón para clasificar sísmicamente los suelos donde actualmente existen informes de mecánica de suelos disponibles. Las clasificaciones se hacen con la nueva propuesta de clasificación y se realiza una comparación con la clasificación actual. Como parte de este trabajo, se analiza si los sitios mantienen o cambian su clasificación sísmica y el tipo de cambio que experimentan. Finalmente, se identifican los parámetros del suelo que son determinantes para las clasificaciones obtenidas.

Palabras clave: clasificación sísmica del suelo, V_{s30} , periodo predominante del suelo

Introduction

Currently in Chile to seismically classify a site where a structure will be founded, the standard NCh433 (2009)

is used, which was modified by DS61 (2011), where it is indicated necessary to have the parameter of average soil shear wave velocity of the upper 30 m of the site (V_{s30}),



which, despite its limitations, is used in most seismic design codes in the world for seismic site classification (Verdugo and Valladares, 2016; Verdugo *et al.*, 2019). In addition, to classify seismically a site, soil resistance parameters are needed, such as: unconfined compression strength (q_u), normalized standard penetration test resistance (N_1) and/or soil undrained shear strength (S_u). The use of one parameter or another depends on the type of soil and the value of V_{s30} . In the new seismic classification proposal (prNCh433, 2018), the parameter V_{s30} is maintained, and it is complemented with the predominant soil period (T_g). T_g provides information on the entire soil deposit, of all its thickness, when it is estimated using the H/V spectral ratio (Nakamura, 1989), considered a fast, simple and low-cost method (Leyton *et al.*, 2012; Verdugo and Valladares, 2016). In the seismic soil classification proposal, both parameters obtained with geophysical methods will be used, which have the advantage that they provide information quickly and non-invasively at the sites, with small deformations of the soils both on the surface and in depth (Godoy *et al.*, 2015; Mendoza *et al.*, 2018). In this work, the requirements for the current seismic classification method and for the new seismic classification proposal in Chile are summarized.

There are different design codes, recommendations, or standards in the world to seismically classify a site. For this work, a review of the types of soils according to the seismic classification of different design codes in the world was carried out: Europe, USA, New Zealand, Japan and China. The soil parameters necessary to seismically classify the site in each case are indicated. A proportionally comparative table between design codes was elaborated, using the common parameter of V_{s30} . For the codes that do not include V_{s30} , a value of V_s equivalent to the predominant soil period was assigned, depending on the assumptions made for each case.

In this work, the seismic soil classifications of 55 sites are analyzed, of which their seismic classification with the current requirements is compared with the one obtained when applying the new classification proposal. The predominant soil period values were obtained from a seismic microzoning project for the Reñaca sector and Concón (north of Viña del Mar), where 142 predominant soil period measurements were made (Aguirre, 2021). Tables are provided summarizing the results and the

justification is also indicated for the cases in which changes in the classification occurred. In addition, the classifications obtained with the classification proposal are graphically presented, analyzing the critical parameters for each type of classification. Finally, conclusions from the results are drawn.

Seismic site classification requirements in Chile

Current seismic classification system

The current design code for seismic soil classification is based on DS61 (2011). The main parameter for the seismic classification of soils corresponds to the average of soil shear wave velocity of the upper 30 m of the site, V_{s30} , which represents a stiffness parameter at low deformations of the upper soil stratum. In total, DS61 (2011) establishes five main types of soils and a special soil type. Table 1 presents a summary of the current requirements for seismic classification identifying the types of soils.

Table 1: Seismic classification requirements of current Chilean standard (DS61, 2011)

Rock and soil type		V_{s30} m/s	RQD %	q_u MPa	N_1 blows/ft	S_u MPa
A	Rock, cemented soils	≥ 900	≥ 50	≥ 10		
B	Soft or fractured rock, very dense or very stiff soil	≥ 500		≥ 0.40	≥ 50	
C	Dense or stiff soil	≥ 350		≥ 0.30	≥ 40	
D	Medium dense or medium stiff soil	≥ 180			≥ 30	≥ 0.05
E	Soils of medium consistency	< 180			≥ 20	< 0.05
F	Special soils					

RQD: rock quality designation

In summary, for each one of the soil type classification, the requirement of V_{s30} must be met and also with the other indicated requirements. For a rock or soil classified as type A, it must be additionally considered RQD in rocks and q_u in cemented soils. For B and C soil types N_1 must be additionally considered in sands and q_u in fine soils. For D and E soil types it must be additionally considered N_1 in sands and S_u in the case of fine soils. There is an exception for A rock or soil type, where it can be classified as A only with shear wave velocity V_s , if the entire profile in the upper 15 m is over 900 m/s. On the other hand, if a structure rests



entirely on the bedrock and this meets the geotechnical characteristics of a soil classified as type A, regardless of the geotechnical characteristics over the foundation level, the site classifies as A soil type. In addition, for cases where only V_{s30} measurements are available, the value of V_{s30} is in the range of B, C or D soil types, and shear wave velocity increases monotonically with depth, the soil is classified punishing in one level below with respect to the range of classification of that V_{s30} . It is important to clarify that, if V_{s30} is in the range of a soil type, and the other parameters are in a lower soil type classification, the classification will correspond to the lowest one. In the case of D soil type, it is allowed to have a N_1 value of E soil type in 5 m within 30 m. An exception to the previously described form of classification are gravel deposits from fluvial origin with a thickness greater than or equal to 30 m (measured from the ground level), which are classified into B soil type without the need to measure shear wave velocity, or to present a detailed stratigraphic description. The support to establish the presence of gravel of fluvial origin with a thickness greater than or equal to 30 m, can be geological, or reliable and demonstrable information from similar close areas. F soil type corresponds to soils that present singularities in their geotechnical behaviour and therefore require special geotechnical studies. In this category, liquefiable soils, collapsible soils, organic soils, sensitive soils, peat, among others are considered (DS61, 2011).

Proposed seismic classification system

The geotechnical engineering committee of SOCHIGE (Sociedad Chilena de Geotecnia) worked on a new seismic soil classification proposal since 2013 (Ruz and Finn, 2019), through the norm committee prNCh433 (2018) was released. In this proposal, V_{s30} as a classification parameter is maintained and the H/V spectral ratios method is incorporated to estimate the predominant period of the soil T_g (Nakamura, 1989). This method is one of the most popular to evaluate site effects, it considers the quotient between the horizontal and vertical components of the ambient noise vibrations through micro-vibrations measured on the surface of a soil deposit (Lermo y Chávez-García, 1994; Chávez-García y Montalva, 2014; Pastén *et al.*, 2015; Fernández *et al.*, 2017). A minimum of 5 environmental vibration measurements of at least 30 min duration each are required to evaluate the H/V spectral ratio (prNCh433, 2018). To find the predominant soil

period, measurements should be interpreted following the criteria of SESAME (2004). Regarding the current design code, the five main soil types are the same with the same V_{s30} range, also the special soil type is maintained.

Table 2 presents a summary of the new proposal for soil classification identifying the types of soils. To classify a site, this table must be used, considering V_{s30} values of the site as the first requirement, establishing a first possible classification associated with that value. To ratify this classification, the fulfillment of the predominant period of the soil T_g , determined for the site must be verified. In the event that this second requirement is not met because T_g is higher to the range associated to that V_{s30} , the first possible classification must be downgraded by one level (prNCh433, 2018).

Table 2: Seismic classification requirements of the proposed Chilean standard (prNCh433, 2018)

Rock and soil type		V_{s30} m/s	T_g s
A	Rock, cemented soils	≥ 900	< 0.15 (or flat H/V curve)
B	Soft or fractured rock, very dense or very stiff soil	≥ 500	< 0.30 (or flat H/V curve)
C	Dense or stiff soil	≥ 350	< 0.40 (or flat H/V curve)
D	Medium dense or medium stiff soil	≥ 180	< 1.00
E	Soils of medium consistency	< 180	
F	Special soils		

Regarding the current classification system, a difference is made when rocks or materials with $V_s > 900$ m/s are found at a depth of less than 30 m (H_r) measured from the ground surface, in this case the V_{s30} parameter must be calculated considering only the terrain existing up to that depth. In this article, the change in seismic classification for using $V_s (H_r)$ in a depth of less than 30 m, product of a deep soil layer with a shear wave velocity greater than 900 m/s, was not analyzed because there are few cases like this within the analyzed projects. Detailed depth velocity profile was not available in all cases, and the shear wave velocity variation with depth can be is greatly influenced by data processing (*e.g.* number of soil layers) or by the V_s measurement method (*e.g.* MASW, ReMi).



Worldwide seismic site classification standards

In Europe (Eurocode 8, 2004), five main types and two special types of soil are indicated. For the classification it is necessary to have average values of soil shear wave velocity of the upper 30 m of the site V_{s30} , standard penetration index N_1 and soil undrained shear strength S_u .

In the USA (IBC, 2018), five main types and one special type of soil are indicated. For classification it is necessary to have V_{s30} , q_u , N_1 and/or S_u . Similar requirements to those of Chile in its current form of seismic soil classification.

In New Zealand (NZS 1170.5, 2004), five types of soils are indicated. On the one hand, it is necessary to have V_{s30} and the unconfined compression strength for rocks. On the other hand, for soils it is necessary to have predominant

period of the soil T_g , standard penetration index, soil undrained shear strength, stratigraphy and average speed of shear wave propagation. This configuration of five types of soils and their characteristic parameters is also used in Australia (Kouretzis *et al.*, 2014).

In Japan (JRA, 2012), three types of soils are indicated. For the classification it is necessary to have only the predominant period of the soil.

In China (GB 50011, 2010), five types of soils are indicated. For seismic soil classification it is necessary to have the average shear wave velocity.

Next, Table 3 compares the types of soils and shear wave propagation velocity associated with their respective classification. The velocity ranges are proportionally shown in the table to facilitate their comparison.

Table 3: Comparison of soil type classification and its shear wave velocity for different standards

Chile DS61 (2011)	USA IBC (2018)	Europe Eurocode 8 (2004)	New Zealand NZS 1170.5 (2004)	Japan JRA (2012)	China GB 50011 (2010)
A: Rock, cemented soils $V_{s30} > 900$ m/s	A: Hard rock $V_{s30} > 1500$ m/s	A: Rock or other rock-like geological formation $V_{s30} > 800$ m/s	A: Strong rock $V_{s30} > 1500$ m/s	I: Hard soil $T_g < 0.2$ s $V_{s30} > 600$ m/s	Rock $V_s > 800$ m/s
	B: Rock $760 < V_{s30} < 1500$ m/s		B: Rock $360 < V_{s30} < 1500$ m/s		
B: Soft or fractured rock, very dense or very stiff soil $500 < V_{s30} < 900$ m/s	C: Very dense soil and soft rock $360 < V_{s30} < 760$ m/s	B: Deposits of very dense sand or gravel, or very stiff clay $360 < V_{s30} < 800$ m/s	C: Shallow soil sites $T_g < 0.2$ s $133 < V_s < 633$ m/s	II: Medium Soil $0.2 < T_g < 0.6$ s $200 < V_{s30} < 600$ m/s	Stiff soil or soft rock $500 < V_s < 800$ m/s
C: Dense or stiff soil $350 < V_{s30} < 500$ m/s					Medium-stiff soil $250 < V_s < 500$ m/s
D: Medium dense or medium stiff soil $180 < V_{s30} < 350$ m/s	D: Stiff soil $180 < V_{s30} < 360$ m/s	C: Deposits of dense or medium-dense sand or gravel, or stiff clay $180 < V_{s30} < 360$ m/s	D: Deep or soft soil sites $T_g > 0.2$ s $V_s < 200$ m/s	Typo III: Soft soil $T_g > 0.6$ s $V_{s30} < 200$ m/s	Medium-soft soil $150 < V_s < 250$ m/s
E: Soils of medium consistency $V_{s30} < 180$ m/s	E: Soft clay soil $V_{s30} < 180$ m/s	D: Deposits of loose-to-medium cohesionless soil or soft-to-firm cohesive soil $V_{s30} < 180$ m/s			E: Very soft soil sites $V_{s10} < 150$ m/s



In the case of the New Zealand code, for C and D soil types, a fundamental soil period range is given as a parameter, so the velocity values indicated as limits correspond to estimates made for cohesive and non-cohesive soils, considering the travel time throughout the depth range of each soil type, not averaged over 30 m (Chaudhary, 2018). In the case of the Japanese code, as soils are neither described for each type nor are indicated V_s values, documents that describe each type of soil (DPWH, 2013), and associate in a simplified way a velocity value of V_{s30} to each predominant period interval of the soil were used (Fukushima *et al.*, 2007).

Field measurements

Methodology

In order to carry out a seismic microzoning in the Reñaca area and Concón (north of Viña del Mar), 142 fundamental soil period measurements were performed (Aguirre, 2021). The measurements were distributed in areas where projects of all kinds have been and will be developed. Figure 1 shows predominant soil period measurement points and their values, with Concón presented in light blue, and Reñaca (Viña del Mar) in light green.

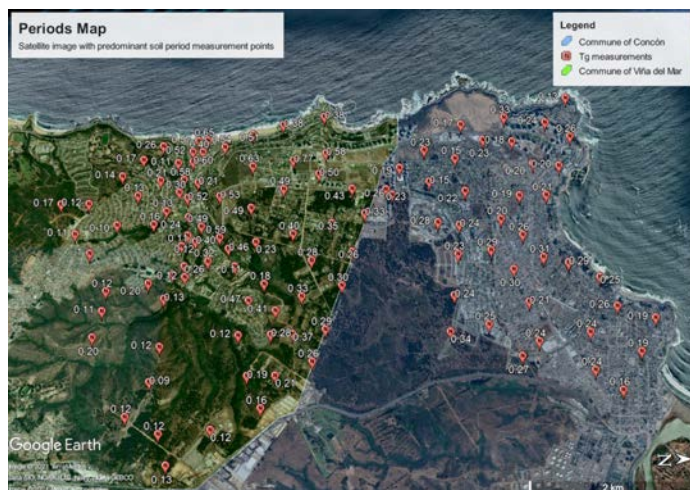


Figure 1: Data points of predominant soil period measurement in Reñaca and Concón

A database of 64 projects located in the area where the measurements of the fundamental soil period were performed was analyzed, and of which there was a soil mechanics report after the entry into force of DS61 (2011). The soil mechanics reports of the analyzed 64 projects were carried out by 10 different geotechnical companies. Of these measurements, 8 were discarded because the nearby

measured periods did not meet the SESAME criteria, and another was discarded because the information in the soil mechanics report was incomplete. Within the SESAME criteria on the reliability of the results of the H/V curve, two categorizations are defined: a reliable H/V curve and a clear H/V peak (SESAME, 2004). Two measurements did not meet the criterion for a reliable H/V curve, one due to the presence of an external noise that was influencing the frequency band related to soil deposits, the other due to very irregular topographic conditions, in both, coherent results were not obtained. The other six measurements that were discarded did not meet the criterion for clear peak H/V. For four measurements the curves were flat, so as they did not have a clear peak, then a predominant period of the soil could not be identified and it could not be included in the analysis. For the other two measurements the curves did not have clear peaks around the amplitude and standard deviation of the curve.

Sites with irregular topography where local amplification phenomena may exist are neither covered by the current classification nor in the proposed classification. In the analyzed sectors there is a large topographic difference close to the sea at the east of Edmundo Eluchans Avenue, where the amplification effect has been verified in a particular project on this zone (Sucasaca and Saez, 2021). In the analysis carried out, the projects that were immediately just off the coast to the west of Edmundo Eluchans Avenue were discarded because of the SESAME criteria. Figure 2 shows the projects used in this work, the 55 projects with which they were finally worked are identified with blue color and the 9 discarded projects with red color.

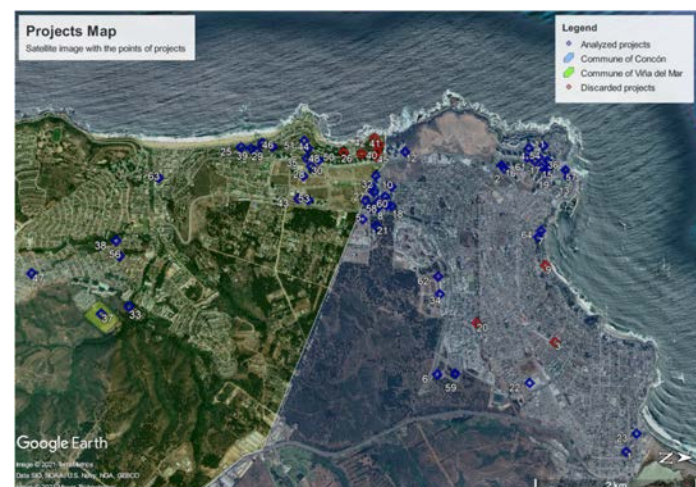


Figure 2: Selected and not selected data points used in this work



For each of the 55 projects, the information in the soil mechanics reports was collected; soil type according to the seismic soil classification, V_{s30} value of the project and the reason for the classification. For each project, a fundamental soil period T_g was associated, measured exclusively for that project or in the vicinity of its area (usually less than 150 m). With the information of V_{s30} and T_g , each project was seismically classified considering the criteria of the proposed seismic classification system (prNCh433, 2018). The original classifications and those obtained from applying the new criteria were compared, and for the cases of differences, the reasons are analyzed. A graph of the obtained classifications was prepared, in order to explicitly appreciate the critical parameters in the different soil classification ranges.

Results

Analysis of changes in the seismic soil classification

For the 55 analyzed projects, the seismic soil classification obtained with the proposed classification was compared with that obtained with the current classification. Below there is a summary shown in Table 4 with all the changes and not-change of classification that occurred from this analysis.

Table 4: Comparison of seismic classification changes between proposed and current classification system

Comparison result	No. of projects	% of projects	Type of change	No. of projects	% of projects
Same classification	36	65.45	B → B	4	7.27
			C → C	28	50.91
			D → D	3	5.45
			E → E	1	1.82
Decrease 1 level	9	16.36	B → C	1	1.82
			C → D	8	14.55
Increase 1 level	8	14.55	C → B	2	3.64
			D → C	6	10.91
Increase 2 levels	2	3.64	D → B	1	1.82
			E → C	1	1.82

It is observed that most of the projects maintained their classification (65.45%). Respect to the ones that changed, the projects that increase (18.18%) are similar to those that decrease their classification (16.36%).

Projects that increase their classification are explained by two reasons:

- They did not have SPT when they were classified with the current classification system, so their classifications had been punished.
- The SPT values presented low blows/ft in some soil strata, which when following the indications of DS61 (2011), made the classification highly influenced by these low SPT values. This was the reason for both cases in which the classification improved 2 levels.

Projects that decrease in their classification are explained by two reasons:

- Fundamental soil period is not part of the range of the original seismic soil classification, so the result of its measurement produces that the level in its classification must be punished because T_g has a value in a range of classification lower than the associated to the V_{s30} value.
- In one case, the value of V_{s30} was incorrectly calculated, when performing the correct calculation, it automatically lowered one classification level.

Analysis of critical classification parameters

In order to analyze the critical parameters of each classification, the seismic soil classifications obtained with the new classification proposal are plotted as shown in Figure 3. The way to graph them was that, for each of the 55 projects, their classification was graphed as a point, with the pair (T_g, V_{s30}) , of a different colour depending on the soil classification type. In addition, lines were plotted on the graph that represents the lower shear wave velocity limit and the fundamental soil period range of each soil classification type according to the classification proposal. That is, for a project to have a classification it must be located above that classification line. If a point is under a classification line it means that it does not meet the V_{s30} requirement and if it is to the right to its limit, it does not meet the T_g requirement.

Additionally, it is observed in Figure 3 that for the sites depending on their classification:

- Sites classified as B: points are heterogeneously distributed with more points near the lower shear wave velocity limit than the upper limit of the predominant soil period.

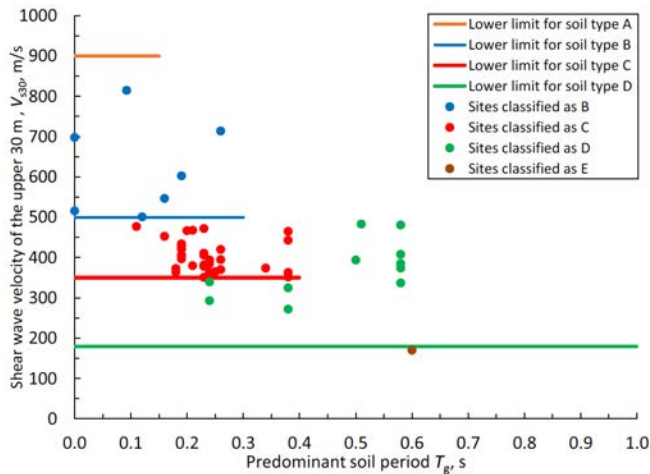


Figure 3: Results of the critical classification parameters for the proposed classification system

- Sites classified as C: there are many points near the classification limits of this type of soil, some close to the lower shear wave velocity limit, others near the upper limit of the predominant soil period and a few close to both limits. There are no points in this classification that have soil type B velocity and that have been punished for the predominant soil period.
- Sites classified as D: the points are located far from both limits, lower limit of shear wave velocity and upper limit of the predominant soil period. Most of the points in this classification have C soil type velocity, and were punished for the predominant soil period.
- Sites classified as E: the classification of this point is influenced by the shear wave velocity, since the velocity is in the range of soil type E but the predominant soil period is in the range of D soil type.

Conclusions

The soil parameters used in the seismic soil classification in Chile, both for the current design code and for the new classification proposal, are commonly used in different international design codes. The current seismic classification has many similarities with the design codes used in the USA and Europe, both in the parameters used as well as in defined types of soils and their V_{s30} ranges. The classification proposal, like the Japanese or Chinese design codes, require only geophysical parameters, but it

is pioneering since it requires two parameters unlike the other two codes where the classification is made with only one geophysical parameter. The seismic classification of a site with only geophysical methods will facilitate the seismic classification process, due to the practicality of taking these measurements and their data analysis, and the less invasive in the site compared to SPT tests or field sampling for laboratory tests. The fact that the values of V_{s30} and the predominant period of the soil T_g are obtained directly from the analysis of measurements reduces the possibilities of different interpretations for the seismic soil classification. It is important to clarify that in situ geotechnical and laboratory tests will continue to be a fundamental contribution to build site stratigraphy and directly measure or estimate soil resistance parameters, and predict soil behaviour.

The new seismic site classification proposal can generate changes in the classification results, because the predominant soil period is a different parameter than the resistant parameters of the soil that are currently used. It is probable that a site that is classified with a value of V_{s30} slightly above the lower limit of their range, may have a high probability also of being close to the upper limit of the period, going over the limit and therefore lowering a ranking value. On the other hand, because it is less expensive to measure T_g with respect to SPT, it can mean that for sites that today do not have an SPT for economic reasons, and therefore the current classification method punishes the classification obtained with V_{s30} , the predominant soil period parameter may allow maintaining the classification associated with that V_{s30} .

Most of the analyzed sites in this work present V_{s30} in the range of C soil classification type, where the parameter of the predominant soil period confirms this classification or causes it to be punished to D type. With the new classification proposal, sites classified as D may increase, since from what was obtained in the analysis carried out, around 15% of sites fell from classification C to D as a result of a predominant period of the soil higher than 0.4 s. While 11% moved from D to C due to the fact that their original classification did not have SPT results, that is, for the latter case there is a high probability that these sites would have been previously classified as C if SPT results had been available.



References

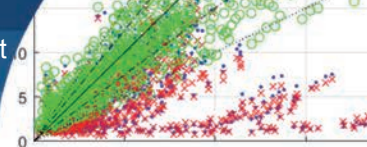
- Aguirre, G. (2021). *Microzonificación sísmica de las localidades de Reñaca y Concón mediante mediciones de espectro H/V Nakamura*. Civil Engineer degree project (in development), Universidad Técnica Federico Santa María, Chile
- Chaudhary, M.T.A. (2018). A study on sensitivity of seismic site amplification factors to site conditions for bridges. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* **51**(4), 197-211
- Chávez-García, F.J. y Montalva, G.A. (2014). Efectos de sitio para Ingenieros Geotécnicos, estudio del valle Parkway. *Obras y Proyectos* **16**, 6-30
- DPWH (2013). LRFD bridge seismic design specifications. Department of Public Works and Highways DPWH guide specifications, Manila, Philippines
- DS61 (2011). Decreto supremo 61 que aprueba reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga decreto 117, de 2010. Ministerio de la Vivienda y Urbanismo, MINVU, Santiago, Chile
- Eurocode 8 (2004). Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions rules for buildings. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium
- Fernández, J., Pastén, C., Ruiz, S. y Leyton, F. (2017). Estudio de efectos de sitio en la Región de Coquimbo durante el terremoto de Illapel Mw 8.3 de 2015. *Obras y Proyectos* **21**, 20-28
- Fukushima, Y., Bonilla, L.F., Scotti, O. and Douglas, J. (2007). Site classification using horizontal-to-vertical response spectral ratios and its impact when deriving empirical ground-motion prediction equations. *Journal of Earthquake Engineering* **11**(5): 712-724
- GB 50011 (2010). Code for seismic design of building. Ministry of Housing and Urban-Rural Development MoHURD, National Standard of the People's Republic of China, Beijing, China
- Godoy, C., González, L. y Sáez, E. (2015). Importancia de la velocidad de onda de corte y del período predominante para la evaluación de la respuesta de sitio en Santiago. *Obras y Proyectos* **17**, 61-67
- IBC (2018). International building code. Chapter 16: Structural design. International Code Council. California, USA
- JRA (2012). Specification for highway bridges. Part V: seismic design. Japan Road Association, Tokyo, Japan
- Kouretzis, G.P., Masia, M.J. and Allen C. (2014). Structural design codes of Australia and New Zealand: seismic actions. *Encyclopedia of Earthquake Engineering*, Beer, M., Kougiumtzoglou, I., Patelli, E. and Au, I.K. (eds.), Springer, Berlin, Germany
- Lermo, J. and Chávez-García, F.J. (1994). Are microtremors useful in site response evaluation?. *Bulletin of the Seismological Society of America* **84**(5), 1350-1364
- Leyton, F., Montalva, G. and Ramírez, P. (2012). A preliminary study of seismic microzonation of Concepción based on microtremors, geology and damages patterns. *Obras y Proyectos* **11**, 40-46
- Mendoza, L., Ayala, F., Fuentes, B., Soto, V., Sáez, E., Yañez, G., Montalva, G., Ramírez, P., Gález, C., Sepúlveda, N., Lazo, I. y Ruiz, J. (2018). Estimación cuantitativa de la amenaza sísmica en base a métodos geofísicos: aplicación a las localidades costeras del segmento Los Vilos – San Antonio. *X Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica*, Valparaíso, Chile
- Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimations of subsurface using microtremors on the ground surface. *Q. Rep. Railway Tech. Res. Inst. Japan* **30**, 25-33
- prNCh433 (2018). Diseño sísmico de edificios. Comité de anteproyecto de norma.
- NCh433 (2009). Diseño sísmico de edificios. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile
- NZS 1170.5 (2004). Structural design actions - Part 5: Earthquake design actions. New Zealand Standard. New Zealand
- Pastén, C., Lezana, F., Leyton, F. y Ruiz, S. (2015). Razones espectrales H/V de una red temporal de estaciones sismológicas en la Cuenca de Santiago – Resultados preliminares. *Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica*, Santiago, Chile
- Ruz, F. and Finn, W.D.L. (2019). New Chilean seismic code and the use of Nakamura period for assessing damage potential. *7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions*, Silvestri and Moraci (eds.), Associazione Geotecnica Italiana, Rome, Italy, CRC Press, 4760-4767
- SESAME (2004). Guidelines for the implementation of the H/V spectral ratio technique on ambient vibrations. Measurements, processing and interpretation. Site EffectS assessment using Ambient Excitations SESAME European Research Project, France



Sucasaca, J. and Saez, E. (2021). Topographical and structure-soil-structure interaction effects on dynamic behavior of shear-wall buildings on coastal scarp. *Engineering Structures* **247**, 113113

Verdugo, R., Ochoa-Cornejo, F., Gonzalez, J. and Valladares, G. (2019). Site effect and site classification in areas with large earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **126**, 105071

Verdugo, R. y Valladares, G. (2016). Análisis de registros chilenos y periodo predominante del sitio. *IX Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica*, Valdivia, Chile



Analysis of the effect of fines content and loading frequency on the shear modulus and damping ratio of gravels

Análisis del efecto del contenido de finos y la frecuencia de carga en el módulo de corte y razón de amortiguamiento en gravas

Fecha de entrega: 20 de agosto 2021
Fecha de aceptación: 10 de noviembre 2021

Leonardo Dorador¹, Carolina E. Barrera², Jorge Rozas³ and Felipe A. Villalobos³

¹ EGSciences SpA, Santiago, Chile, info@egsciences.com

² Departamento de Obras Civiles, Universidad Técnica Federico Santa María, Vicuña Mackenna 3939, San Joaquín, Chile, carolina.barrera.13@sansano.usm.cl

³ Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, Alonso de Ribera 2850, Concepción, Chile, jroz@ing.ucsc.com, avillalobos@ucsc.cl (Orcid: 0000-0002-5419-3958)

The dynamic properties of coarse granular soils have been much less studied than in sands. From a database of 14 gravel samples subjected to cyclic triaxial tests, available relationships are studied and new proposed to estimate the normalised shear modulus G/G_{max} and the damping ratio D as a function of shear strain γ . The effect of confining stress, fines content, uniformity coefficient and loading frequency on the variation of G/G_{max} and D versus γ is analysed. It is obtained that G/G_{max} is dependent on confinement, but not on loading frequency. 85.6% of the data converge in an error band of less than 25% for the proposed formulation. The damping D does depend on fines content as well as confinement and loading frequency. The proposed formulation for D has a 56% probability of having errors less than 25%.

Keywords: gravels, shear modulus, damping, loading frequency, fines content

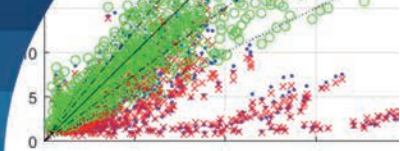
Las propiedades dinámicas de suelos gruesos han sido mucho menos estudiadas que en arenas. A partir de una base de datos de 14 muestras de gravas sometidas a ensayos triaxiales cíclicos, se estudian relaciones disponibles y se proponen nuevas para estimar el módulo de corte normalizado G/G_{max} y la razón de amortiguamiento D en función de la deformación de corte γ . Se analiza el efecto del confinamiento, contenido de finos, coeficiente de uniformidad y frecuencia de carga en la variación de G/G_{max} y D versus γ . Se obtiene que G/G_{max} es dependiente del confinamiento, pero no de la frecuencia de carga. Un 85.6% de los datos converge en una banda de error menor al 25% para la formulación propuesta. El amortiguamiento D sí depende del confinamiento, así como del contenido de finos y de la frecuencia de carga. La formulación propuesta para D posee un 56% de probabilidad de tener errores menores al 25%.

Palabras clave: gravas, módulo de corte, amortiguamiento, frecuencia de carga, contenido de finos

Introduction

The systematic study of the geomechanical properties of coarse granular materials has historically advanced after that for finer soils such as sands. Special methodologies have had to be developed to analyse coarse granular materials, since laboratory equipment are limited for testing large particles (Ovalle *et al.*, 2020; Dorador and Villalobos, 2020a,b). The study of the dynamic properties

of coarse granular material has not been the exception. Since the 1960s several experimental studies have been carried out for the analysis of the dynamic properties of sands to define the shear modulus G and damping ratio D variation with shear strain γ (e.g. Hardin, 1965; Hardin and Drnevich, 1972a,b; Ishihara, 1996; Kramer, 1996; Martínez, 2008; Navarrete, 2009, Wichtmann *et al.*, 2015). However, experimental studies with coarse granular



material started later in the middle of the 1980s when larger samples could be tested in cyclic triaxial apparatus as pointed out by Rollins *et al.* (1998), who summarise the early works with gravels.

Soil dynamic response can vary significantly depending on the type of cyclic load to which it is subjected which is, for instance, relevant for the design of dams, foundations, walls, coastal and mining structures. The origin of cyclic loads can be diverse, either produced by seismicity (earthquakes), environment (currents, waves, winds) or anthropic (vibratory machines, traffic, trains). The most important parameters for dynamic analysis are the shear modulus G and the damping ratio D , both parameters depend strongly on the cyclic shear strain γ . At low strain levels (less than $10^{-4}\%$), common in vibratory machines, these parameters remain essentially constant. However, for higher cyclic loads, the deformation levels can be considerably higher and the variation of G and D as a function of γ should be studied, in order to reduce uncertainty and avoid inappropriate designs.

For gravel samples, Rollins *et al.* (1998) analysed and selected results of available series of tests from 15 research programmes and based on a one parameter hyperbolic formulation, proposed for sands by Hardin and Drnevich (1972a,b), average curves for the evaluation of $G/G_{\max} - \gamma$ and $D - \gamma$ were developed. Rollins *et al.* (1998) concluded that $G/G_{\max} - \gamma$ and $D - \gamma$ curves were almost independent on sample disturbance, fines content (range 0-9%) and gravel content. Additionally, $G/G_{\max} - \gamma$ curves were independent on the relative density. Conversely, $G/G_{\max} - \gamma$ and $D - \gamma$ curves were fairly dependent on the confining stress.

Stokoe *et al.* (1999) modify the hyperbolic formulation incorporating a second parameter for adjusting the shape of $G - \gamma$ curves. Rollins *et al.* (2020) adopting this two-parameter hyperbolic formulation re-assess a database of 18 researchers, confirming the dependence on confining stress σ'_c , and this time also on the grain size distribution in the form of the uniformity coefficient C_u . They confirm the independence on relative density and voids ratio, which has also been found by Menq (2003).

From large scale cyclic triaxial testing of rockfill materials, Araei *et al.* (2012a,b) conclude that the loading frequency

f can increase the shear modulus at low strain levels, although this effect reduces as strain increases. The $G/G_{\max} - \gamma$ curve decreases with f for a certain value of strain. Damping becomes more affected by f for the whole range of strain level studied. However, these quantitative conclusions were not expressed qualitatively using mathematical relationships.

In this study experimental data available from previous research is analysed in terms of degradation curves of $G/G_{\max} - \gamma$ and $D - \gamma$. The effect of confining stress is included in the analyses together with uniformity coefficient and loading frequency. In addition, the effect of fines content is considered, which has been neglected in previous studies. The formulations proposed for the estimation of the dynamic properties for gravels are statistically assessed to quantify their quality and are compared with previous formulations.

Characteristics of the gravels

A data set from 6 different research works with 14 samples was compiled, which comprise cyclic triaxial tests in probes of 300 mm in diameter and 600 and 750 mm in height. The gravel main characteristics, parameters of the laboratory tests and hyperbolic formulations are summarised in Tables 1 and 2, respectively.

From Table 1 it can be noted that the void ratio e varies between 0.161 and 0.329, and the uniformity coefficient C_u between 7 and 272. These low values of e are related to the high values of C_u , which means that non uniform or well graded grain size distributions give place to much higher packing, hence lower voids. The percentage of gravel-size particles ranges between 55 and 86%, while the percentage of fines does between 0.1 and 14% and mean diameter D_{50} between 6 and 19 mm with an average of 11.5 mm, which is above the limit standardized by the Unified Soil Classification System USCS for gravel classification, which corresponds to 4.75 mm or No. 4 sieve (ASTM D2487, 2017). Therefore, the material is predominantly classified as a gravel - well graded sandy gravel GW. Figure 1 shows the particle size distribution of all the samples indicated in Table 1.

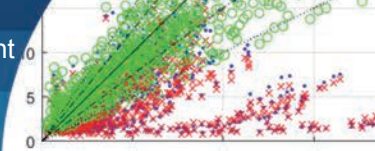


Table 1: Characteristics of the gravels analysed in the series of tests

Reference	Sample	Description	Gravel, %	FC, %	D_{50} , mm	C_u	G_s	γ_d , kN/m ³	e
Zhou <i>et al.</i> (2016)	HZY-1	Limestone rockfills	82.8	1.8	17.34	7.5	--	22.27	0.235
	HZY-2	Limestone rockfills	74.9	2.2	14.20	30.3	--	22.77	0.195
	HZY-3	Limestone rockfills	57.8	5.9	7.85	85.3	--	23.25	0.205
	HZY-4	Rhyolite rockfills	82.8	1.8	17.34	7.5	--	21.58	0.235
	LHK-1	Granite rock grain	85.8	2.4	19.17	8.8	--	20.31	0.241
Araei <i>et al.</i> (2012a)	S.G	Modeled shell/ Gotvand	72.6	10.0	15.71	272.1	2.59	21.50	--
	S.3AMES	Dam shell/zone 3A/ MES	55.0	6.5	6.45	68.8	2.64	21.20	0.281
	S.3BMES	Dam shell/zone 3B/ MES	72.0	13.8	10.78	--	2.64	21.80	0.280
Araei <i>et al.</i> (2012b)	S.SBU	Lime rock (Upper Siah-Bisheh CFRD)	58.0	3.8	6.50	19.0	2.71	21.50	0.161
Goto <i>et al.</i> (1992)	Depth 5 - 6 m	in situ freezing alluvial gravel	52.3	0.1	10.00	37.5	--	20.68	--
	Depth 12 - 13 m		55.0	0.5	6.00	25.0	--	18.91	--
Yasuda and Matsumoto (1994)	Angular	rockfill	84.1	--	14.82	7.0	2.65	--	--
Hatanaka <i>et al.</i> (1988)	U-4	in situ freezing	55.0	8.5	5.70	60.0	2.69	19.86	0.329
	U-5	deluvial gravel	65.0	0.8	10.30	13.9	2.69	20.95	0.260

% gravel: > 4.75 mm, FC: fines content, D_{50} : mean grain size, C_u : uniformity coefficient, G_s : specific gravity, γ_d : dry unit weight, e : void ratio

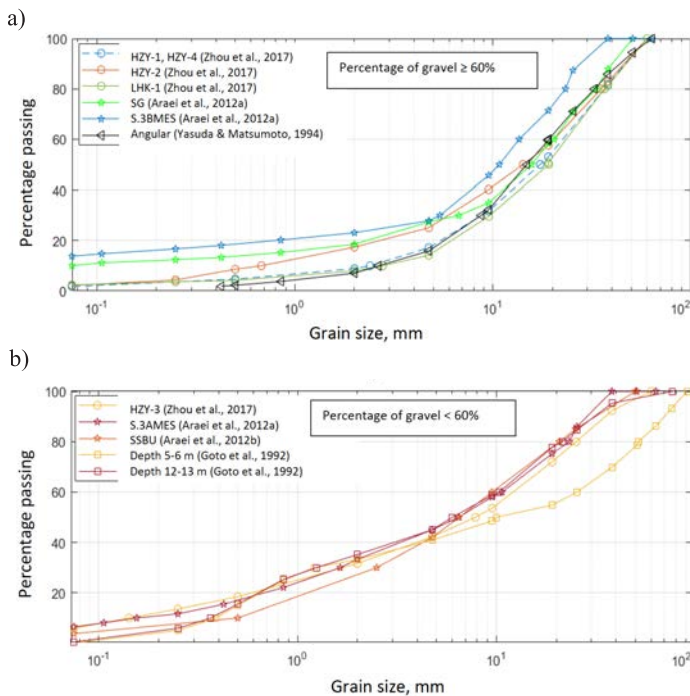


Figure 1: Particle size distribution for: a) more than 60% of gravel and b) less than 60% of gravel

G/G_{max} versus shear strain relation

The representation of the shear modulus G with the cyclic shear strain γ , is usually dividing G by G_{max} , which is a normalization regularly adopted in practice that allows comparing different results and relationships. Hardin and Drnevich (1972a,b) developed a hyperbolic model widely used in dynamics analysis of sands, which later on was modified by Stokoe *et al.* (1992) incorporating the curvature parameter m . This second parameter can improve the fit of experimental data. The two-parameter hyperbolic model can be expressed as:

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_{ref}}\right)^m} \quad (1)$$

where the reference deformation γ_{ref} is used to normalize the shear deformation γ such that $G/G_{max} \approx 0.5$ and m is a curvature parameter. As m increases the shear modulus G increases at small shear strains γ and decreases at high levels of γ .

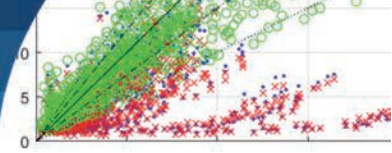
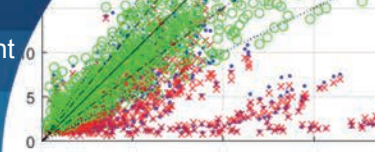


Table 2: Cyclic triaxial test and hyperbolic model parameters

Reference	Sample	d/h, mm/mm	Drainage	No. of cycles	Loading frequency, Hz	Time, s	Confining stress, kPa	σ'_1/σ'_3	G/G _{max}	D	γ_{ref} , %	m				
Zhou et al. (2017)	HZY-1	300/750	SU	--	0.8	--	1000	1.5	yes	yes	0.0216	0.7293				
							2000	1.5	yes	yes	0.0284	0.7346				
							2000	2.5	yes	yes	0.0456	0.6430				
							3000	1.5	yes	yes	0.0376	0.5973				
							3000	2.5	no	yes	--	--				
	HZY-2	300/750	SU	--	0.8	--	1000	1.5	yes	yes	0.0219	0.8883				
							2000	1.5	yes	yes	0.0292	0.8234				
							2000	2.5	yes	yes	0.0364	0.8247				
							3000	1.5	yes	yes	0.0315	0.8346				
							3000	2.5	no	yes	--	--				
	HZY-3	300/750	SU	--	0.8	--	1000	1.5	yes	yes	0.0231	0.7658				
							2000	1.5	yes	yes	0.0303	0.7269				
							2000	2.5	yes	yes	0.0453	0.7790				
							3000	1.5	yes	yes	0.0390	0.7532				
							3000	2.5	no	yes	--	0.0000				
	HZY-4	300/750	SU	--	0.8	--	1000	1.5	yes	no	0.0263	0.9000				
							2000	1.5	yes	no	0.0242	0.8952				
							2000	2.5	yes	no	0.0393	0.8385				
							3000	1.5	yes	no	0.0400	0.7393				
							3000	2	yes	no	0.0278	0.9146				
LHK-1	300/750	SU	--	0.5	--	500	2	yes	no	0.0198	0.7441					
						3000	2	yes	no	0.0390	0.8188					
						3000	2	yes	no	0.0386	0.9805					
Araei et al. (2012a)	S.G	300/600	DD	1	1	10	100	2	yes	yes	0.0386	0.9805				
						5	100	2	yes	yes	0.0392	0.9821				
						10	300	2	yes	yes	0.0394	0.9482				
						5	300	2	yes	yes	0.0407	0.9439				
						10	500	2	yes	yes	0.0430	1.5243				
			5			500	2	yes	yes	0.0413	1.5035					
			10			1000	1	yes	yes	0.0386	1.1513					
			5			1000	1	yes	yes	0.0403	1.1503					
			10			100	2	yes	yes	0.0252	0.9935					
			5			100	2	yes	yes	0.0264	0.9855					
	10	300	2	yes	yes	0.0257	0.8707									
	SU	1	1	5	300	2	yes	yes	0.0276	0.8616						
				10	500	2	yes	yes	0.0219	1.1758						
				5	500	2	yes	yes	0.0217	1.1776						
				10	1000	1	yes	yes	0.0292	1.1706						
				5	1000	1	yes	yes	0.0316	1.1678						
	S.3AMES	300/600	SU	10	0.1	100	200	1	yes	yes	0.0153	1.0881				
							700	1	yes	yes	0.0211	0.9618				
	S.3BMES	300/600	SU	10	0.1	100	200	1	yes	yes	0.0184	0.9143				
							700	1	yes	yes	0.0343	0.7829				
Araei et al. (2012b)	S.SBU	300/600	SU	40	1	0.1	400	100	yes	yes	0.0108	0.6878				
						0.2	200	100	yes	yes	0.0098	0.6582				
						0.5	80	100	yes	yes	0.0087	0.6187				
						1	40	100	yes	yes	0.0088	0.6928				
						2	20	100	yes	yes	0.0085	0.8296				
						5	8	100	yes	yes	0.0053	0.7209				
						10	4	100	yes	yes	0.0038	0.8476				
						0.1	400	200	yes	yes	0.0246	0.7206				
						0.2	200	200	yes	yes	0.0225	0.6728				
						0.5	80	200	yes	yes	0.0147	0.6060				
			1	40	200	yes	yes	0.0119	0.6649							
			2	20	200	yes	yes	0.0103	0.6039							
			5	8	200	yes	yes	0.0077	0.8140							
			10	4	200	yes	yes	0.0065	0.6520							
			SU	40	1	0.1	400	400	no	yes	--	--				
						0.2	200	400	no	yes	--	--				
						0.5	80	400	yes	yes	0.0330	0.9206				
						1	40	400	yes	yes	0.0311	0.7544				
						2	20	400	yes	yes	0.0242	0.6905				
						5	8	400	yes	yes	0.0184	0.6521				
	10	4				400	yes	yes	0.0086	0.8573						
	0.1	400				600	yes	yes	0.0328	0.9250						
	0.2	200				600	yes	yes	0.0356	0.8926						
	0.5	80				600	yes	yes	0.0338	0.8305						
	SU	40	1	1	40	600	yes	yes	0.0257	0.6540						
				2	20	600	yes	yes	0.0194	0.6300						
				5	8	600	yes	yes	0.0111	0.8667						
				10	4	600	yes	yes	0.0097	0.7639						
				0.1	400	1000	yes	yes	0.0668	0.5423						
				0.2	200	1000	yes	yes	0.0280	0.7813						
				0.5	80	1000	yes	yes	0.0452	0.6483						
				1	40	1000	yes	yes	0.0421	0.5887						
				2	20	1000	yes	yes	0.0384	0.5449						
				5	8	1000	yes	yes	0.0230	0.5759						
	SU	40	1	10	4	1000	yes	yes	0.0128	0.8570						
				0.1	400	1500	yes	yes	0.0590	0.7262						
				0.2	200	1500	yes	yes	0.0537	0.6421						
				0.5	80	1500	yes	yes	0.0361	0.8468						
				1	40	1500	yes	yes	0.0430	0.6611						
				2	20	1500	yes	yes	0.0329	0.6837						
5				8	1500	yes	yes	0.0268	0.6519							
10				4	1500	yes	yes	0.0059	1.5480							
128				--	yes	yes	0.0463	0.9687								
186				--	yes	yes	0.0474	1.1530								
Goto et al. (1992)	Depth 5-6 m	300/600	SU	10	0.01	1000	128	--	yes	yes	0.0802	1.3189				
	Depth 12-13 m												yes	yes	0.0511	1.0699
	100															
Yasuda and Matsumoto (1994)	Angular	300/600	DD	12	0.2	60	200	--	yes	no	0.0267	1.0471				
							300	yes	no	0.0337	0.9868					
							294	--	yes	yes	0.0654	0.8339				
Hatanaka et al. (1988)	U-4	300/600	SU	3	0.01	300	491	--	yes	yes	0.0632	0.8700				
	yes								yes	0.0381	0.9813					
	yes								yes	0.0524	1.1057					

d, h: sample diameter and height, SU: saturated undrained, DD: dry drained, σ'_1, σ'_3 : major and minor effective stress, γ_{ref} : reference shear strain, m: exponent



According to Ishihara (1996), the reference deformation γ_{ref} reflects the transition from linear elastic to non-elastic behaviour. When the soil behaves elastically, strains are concentrated in the contact between particles, with little or no rotation, while non-linear behaviour occurs when the relative movement between grains begins. The non-linearity is a function of the fines content, since for a soil subjected to cyclic loading with a high fines content, it would tend to initiate a lower reference deformation and lose its stability due to interlocking, causing a greater reduction in shear modulus G . However, in coarse soils, the loss of stability by interlocking requires a greater mobilizing strain, causing a lower reduction in G (Rollins *et al.*, 2020).

For this reason, it is necessary to quantify γ_{ref} as accurate as possible. In this context, there are different formulations to determine the value of γ_{ref} and m . Such is the case by Stokoe *et al.* (1999), who proposed an average value of $m = 0.87$ for sands, resulting relatively independent of the void ratio and confining stress. For gravels, Rollins *et al.* (1998) suggested average values of $m = 0.84$ and $\gamma_{ref} = 0.04$.

Based on the analysis performed by Stokoe *et al.* (1999) and data by Rollins *et al.* (1998), Rollins *et al.* (2020) propose for gravels an expression for γ_{ref} as a function of the confining stress, defined as:

$$\gamma_{ref} = a(\sigma'_c)^b \quad (2)$$

where σ'_c is the confining stress in kPa, $a = 0.0039$ and $b = 0.42$. Since these values of a and b are relatively close to those proposed for sands ($a = 0.0063$, $b = 0.38$ (Darandeli, 2001; Rollins *et al.*, 2020)), although γ_{ref} is higher in sands than in gravels for the same value of σ'_c , this difference is generally considered negligible (Kokusho *et al.*, 2005; Rollins *et al.*, 2020). So, combining (1) and (2) results:

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{0.0039(\sigma'_c)^{0.42}} \right)^{0.84}} \quad (3)$$

Then, expression (3) can provide for gravels curves of G/G_{max} as a function of the shear strain γ and the confining stress σ'_c , which tend to be more linear as σ'_c increases and

below the curves for sands (Darandeli, 2001). Additionally, Menq (2003) proposes an expression for γ_{ref} versus σ'_c which includes the influence of the uniformity coefficient C_u . Following this idea of including C_u , Rollins *et al.* (2020) derived another expression for $\gamma_{ref} = f(\sigma'_c, C_u)$ based on statistical analyses of a much larger database.

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{0.0046(C_u)^{-0.197}(\sigma'_c)^{0.52}} \right)^{0.84}} \quad (4)$$

In expression (4), the gravel stiffness increases with σ'_c reducing the stiffness degradation. Conversely, when C_u increases, the curves of $G/G_{max} - \gamma$ move downwards and to the left because of the lower value of γ_{ref} .

Frequency and fines content effects

The dominant frequency in seismic events has been found to be below 15 Hz (Araei *et al.*, 2012a,b), although it may range between 0.01 Hz and 30 Hz (Meng, 2007). For that reason, a loading frequency range between 0.01 Hz and 10 Hz has been usually adopted in experimental studies as shown in Table 2. Taken the data from Table 2 and plotting G/G_{max} as a function of γ and γ_{ref} , where γ_{ref} is expressed as a function of σ'_c and the loading frequency f , results:

$$\gamma_{ref} = \frac{0.0033(\sigma'_c)^{0.305}}{f^{0.242}} \quad (5)$$

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma f^{0.242}}{0.0033(\sigma'_c)^{0.305}} \right)^{0.858}} \quad (6)$$

In Figure 2, measured and estimated 946 values of G/G_{max} are compared, where the statistical analysis indicates that when using (6) approximately 85.6% of the data fall within the $\pm 25\%$ error band, while only 2.2% is outside $\pm 50\%$. Whereas, measured and estimated 922 values of G/G_{max} using (4) results in 60.5% of the data falling within $\pm 25\%$, and 16.8% are outside $\pm 50\%$ of error. Therefore, the use of (5) and (6) can lead to an enhancement in the prediction of G/G_{max} . Moreover, it can be observed that data from expression (6) is distributed symmetrically around the 1:1 centre line, which is in contrast with the data from expression (4) leaning on the left side of the plot resulting in many outlier points.

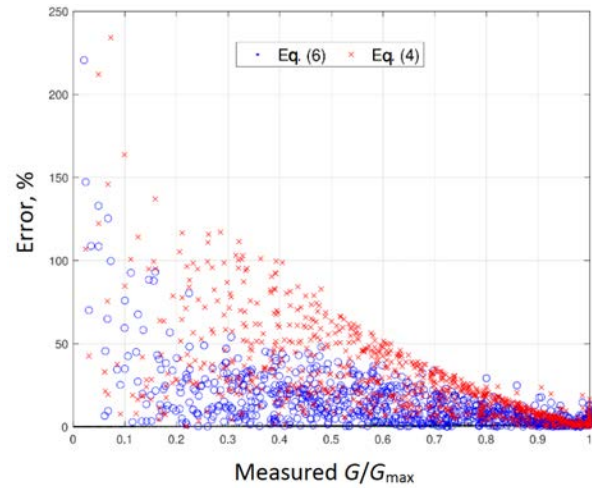
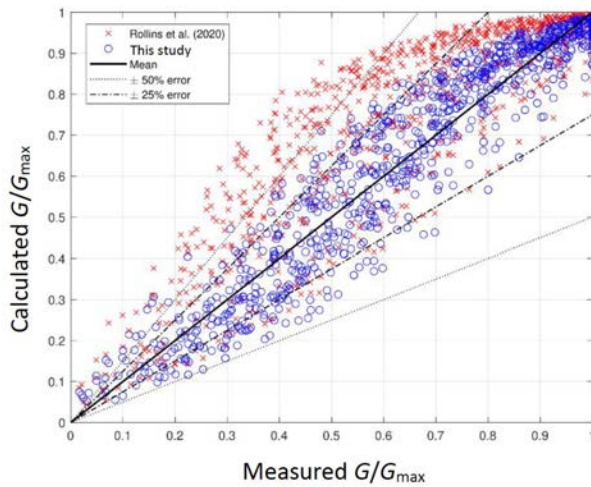
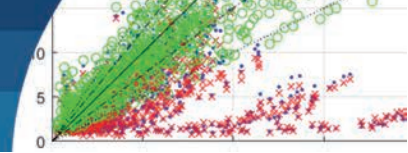


Figure 2: Comparison between measured and estimated G/G_{max} using Rollins *et al.* (2020) formulation (4) and this study proposal using expressions (5) and (6)

Figure 3: Error in estimating G/G_{max} comparing Rollins *et al.* (2020) formulation (4) and this study proposal (6)

Figure 3 shows the error in estimating G/G_{max} . It can be observed that for $G/G_{max} = 0.5$, *i.e.* γ_{ref} , the error is concentrated under 50% for the data calculated using expression (6), whereas the points calculated with expression (4) can reach approximately 75% error. For values close to 85% of G/G_{max} , the error decreases almost similarly for both formulations.

Figure 4 shows the data points from the cyclic triaxial tests presented in Table 2. It is clear to see the scatter in the progressive degradation of stiffness with the shear strain between 0.1% and 0.001%. Due to this scatter, the need arises to be able to recalibrate a single characteristic curve whose purpose is to improve the representation of the G/G_{max} variation. In this context, the mean variation

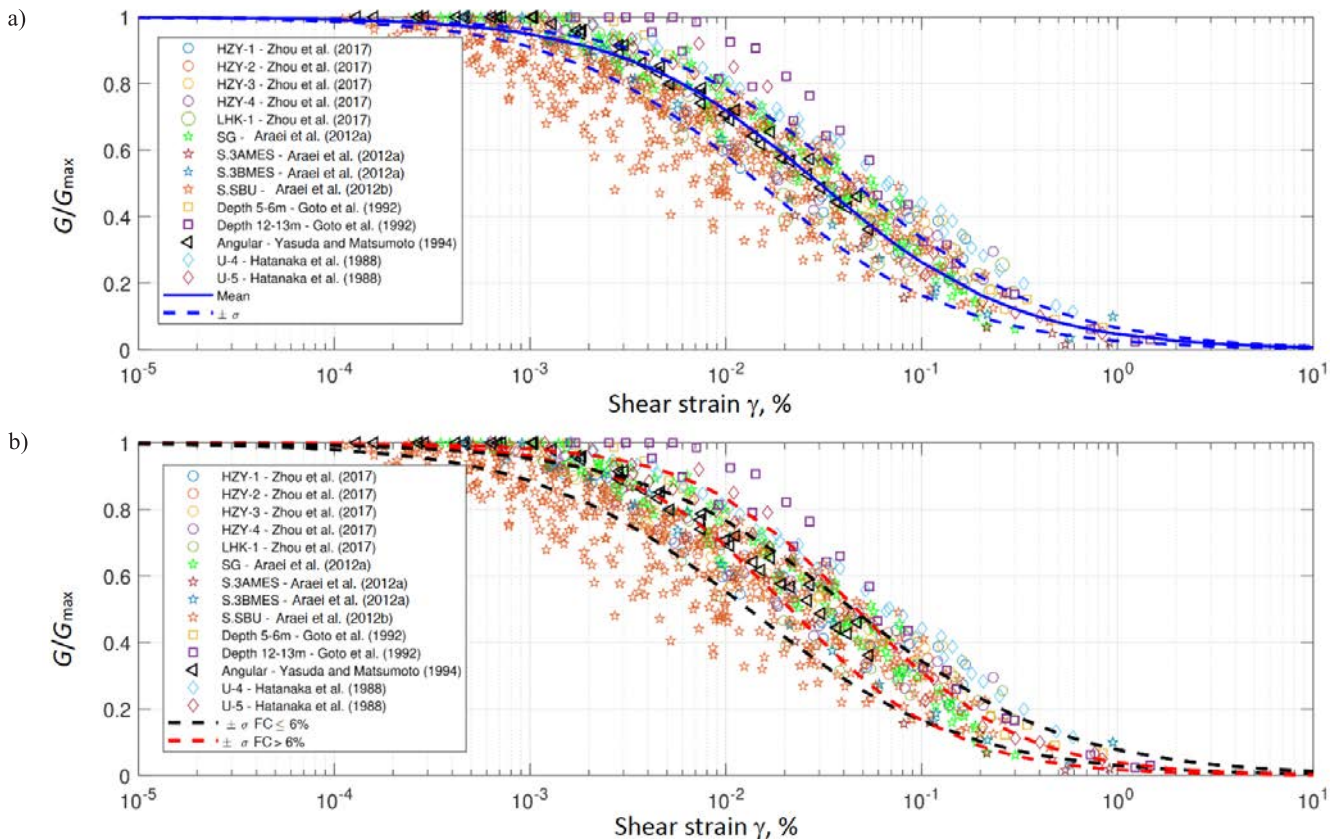
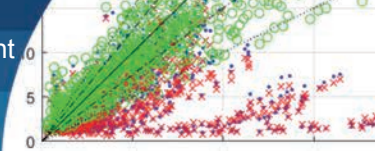


Figure 4: Variation of G/G_{max} versus γ including measured data points (Tabla 2) and curves of best fit with a) limits of \pm one standard deviation σ and b) limits of $\pm \sigma$ for the classification by fines content FC



(continuous line) with its respective \pm standard deviation Sd (segmented lines) is plotted using expression (1). Therefore, according to the statistical analysis, the average values are; $\gamma_{ref} = 0.030 \pm Sd_{\gamma} = 0.015$ and $m = 0.858 \pm Sd_m = 0.212$.

In order to be able to better differentiate the gravel dynamic response in terms of shear stiffness, the data was divided in two groups according to the sample fines content FC. This division was established at $FC = 6\%$, as shown in Figures 4b, 5a and 5b. For a level of shear stress of less than 0.1% , the best fitted curves to the data with $FC > 6\%$ are slightly to the right side and with steeper slope, *i.e.* higher stiffness variation than for the data with $FC \leq 6\%$. However, for shear strains greater than 0.1% , the opposite tends to occur. The best fit of the data corresponds to the regression analysis that combines both groups, since the errors in the estimation individually were slightly greater than the data set treated as only one group. From the regression analyses, the parameter values that best fit the data for $FC \leq 6\%$ are: $\gamma_{ref} = 0.029 \pm Sd_{\gamma_{ref}} = 0.016$ and $m = 0.797 \pm Sd_m = 0.179$, whilst for $FC > 6\%$: $\gamma_{ref} = 0.034 \pm Sd_{\gamma_{ref}} = 0.013$ and $m = 1.047 \pm Sd_m = 0.190$.

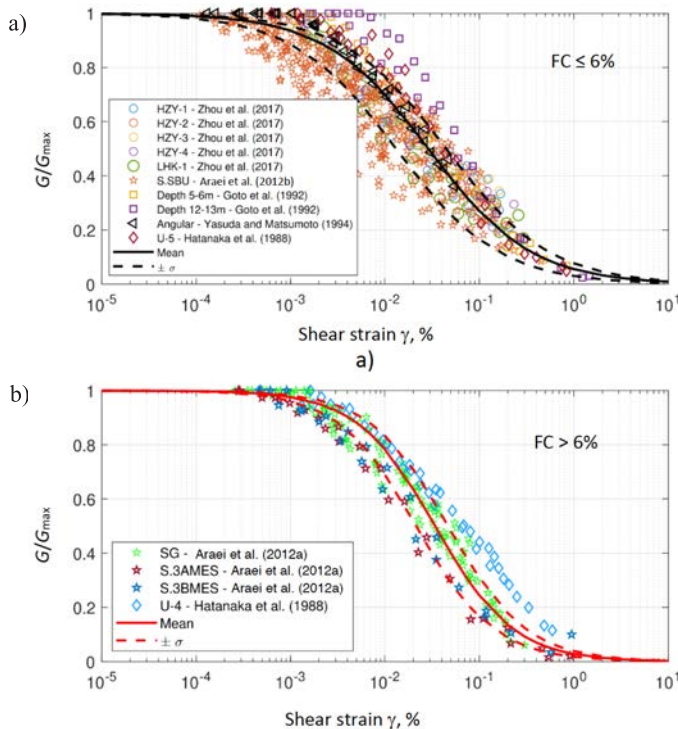


Figure 5: Data division respect to the fines content FC: a) $\leq 6\%$ and b) $> 6\%$

Figure 6 shows a three dimensional plot with the database from Table 2 including the formulation proposed in (5) and (6) in terms of G/G_{max} as a function of γ and f . It can be observed that most of the data is for low values of loading frequency and the stiffness degradation pattern tends to be similar for the entire frequency range analysed. Therefore, loading frequency does not really influence significantly the shear modulus G at least for the frequency range considered in these analyses. This is not in agreement with Araei *et al.* (2012a), who conclude for their data that the increase in loading frequency f does increase G , but at low strain, because as strain increases the G increase rate reduces with the increase of f . Moreover, Araei *et al.* (2012a) also conclude that $G/G_{max} - \gamma$ decreases when f increases for a certain value of strain. More data is then needed for higher values of frequency ($f > 10$ Hz) to validate the applicability of the proposed formulation.

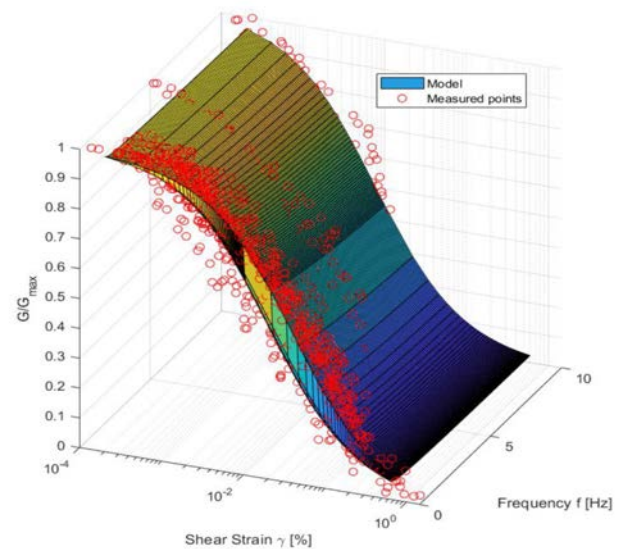
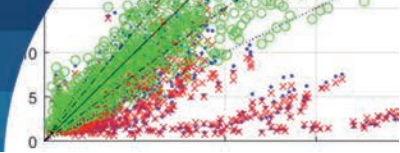


Figure 6: 3D plot for $G/G_{max} = f(\gamma, f)$ data and formulation proposed

Damping ratio D

Damping is a definition for the dissipation of stored energy during cyclic loading. Damping ratio D is the normalisation of the dissipated energy by the stored elastic strain energy. For sands, it has been known that D is small and constant for very low levels of cyclic shear strains $\gamma (< 10^{-4} \%)$, however, it can increase steadily with higher values of γ (*e.g.* Hardin, 1965; Hardin and Drnevich, 1972a,b; Martínez, 2008; Navarrete, 2009). Therefore, under strong cyclic loading D can vary and the use of only one



low or medium D value is an oversimplification that may not always allow adequate dynamic analyses. The study of D for gravels started in the middle of the 1980s and a summary of available results has been reported by Rollins *et al.* (1998, 2020). From the database available, Rollins *et al.* (1998) proposed the following best fit hyperbolic expression for D :

$$D = 0.8 + 18(1 + 0.15\gamma^{-0.9})^{-0.75} \quad (7)$$

where D and γ are in percentage. It has been found that the use of (7) generally can over or underestimate D in around 25% for $D > 10\%$, whereas for $D < 10\%$, the variation of D can be of 50% or even more. Another approach was followed by Stokoe *et al.* (1999) when they proposed that D could be estimated by means of G/G_{max} using a modified version of the Masing rule and the number of cycles. However, it has been argued that the Masing approach overestimates D in particular at high strain levels (*e.g.* Hardin and Drnevich, 1972a; Vucetic and Dobry, 1991). Moreover, the Masing rule approach results in $D = 0$ in the small strain range (Darandeli, 2001). Despite these observations, Rollins *et al.* (2020) present a modified Masing formulation considering $D_{min} = 1\%$, typical value from the database analysed. Confining stress σ'_c and uniformity coefficient C_u are implicitly introduced through G/G_{max} formulations, resulting in D - γ curves bounded by (7) with $D \pm 30\%$, showing that D tends to decrease with σ'_c and increase with C_u . This confirms that damping has an opposite behaviour compared to the shear modulus. However, the Masing approach leads to similar over and

underestimations as those obtained by (7).

In order to obtain an explicit relationship for $D = f(\sigma'_c, C_u)$, *i.e.* without G/G_{max} , Rollins *et al.* (2020) developed the following expression from a regression analysis.

$$D = 26.05 \left(\frac{\gamma}{1+\gamma} \right)^{0.375} C_u^{0.08} \sigma'_c{}^{-0.07} \quad (8)$$

Nevertheless, in statistical terms (8) is neither significantly better than (7) nor the Masing approach (Rollins *et al.*, 2020).

Frequency and fines content effects

In the same form as it was included in the stiffness analyses, frequency and fines content FC may affect the dynamic response of gravels. Taken the data from Table 2 and carrying out a best fit analysis, results in the following expressions:

$$D = \begin{cases} m \left(\frac{\gamma}{1+\gamma} \right)^{0.306} & , FC \leq 6\% \\ m \left(\frac{\gamma}{1+\gamma} \right)^{0.236} & , FC > 6\% \end{cases} \quad (9)$$

$$m = 11.343f - 10.008\log(\sigma'_c) + 45.331 \quad (10)$$

Figure 7 shows the plot with measured points and proposed curves by Rollins *et al.* (1998) and using (10). The scatter points away from the main trend represent the frequency effect (Araei *et al.*, 2012b). The proposed formulation aims to include the frequency effect in the estimation of D .

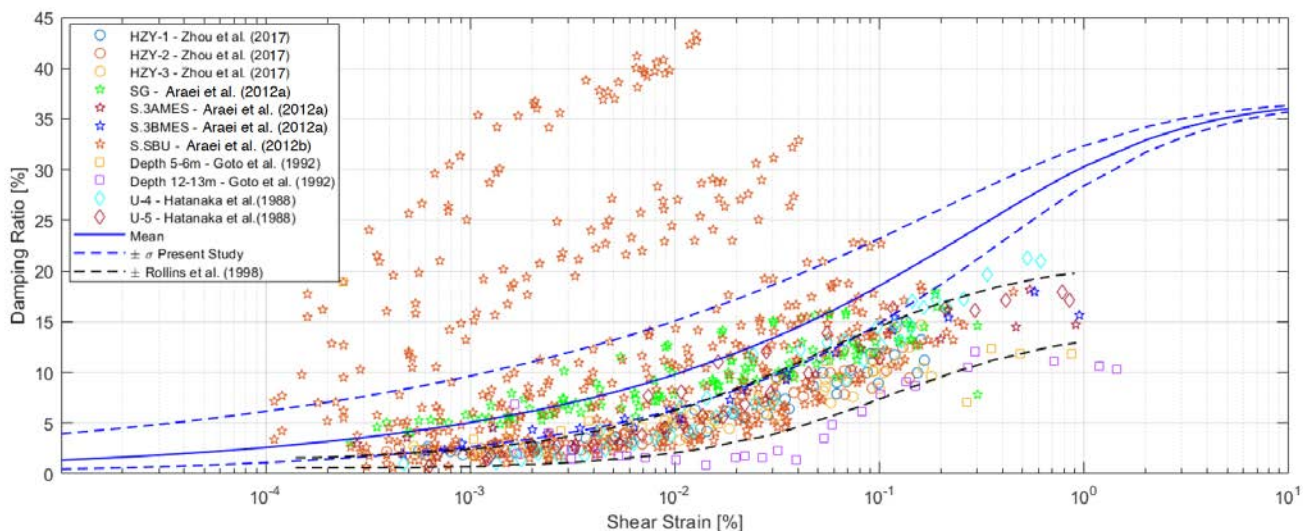


Figure 7: D - γ data and curves proposed by Rollins *et al.* (1998) and this study showing mean and standard deviation

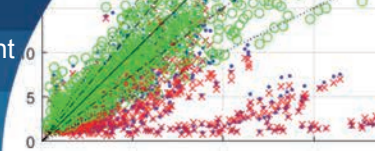


Figure 8 shows the error between measured and estimated values of D , where for expression (7) by Rollins *et al.* (1998) and expression (8) by Rollins *et al.* (2020) the error is around 30% with the data points falling within the bands of 25% error from the 1:1 line of perfect measured-estimated agreement. By comparison, using (9) and (10) results in 56% of the data falling in the 25% error.

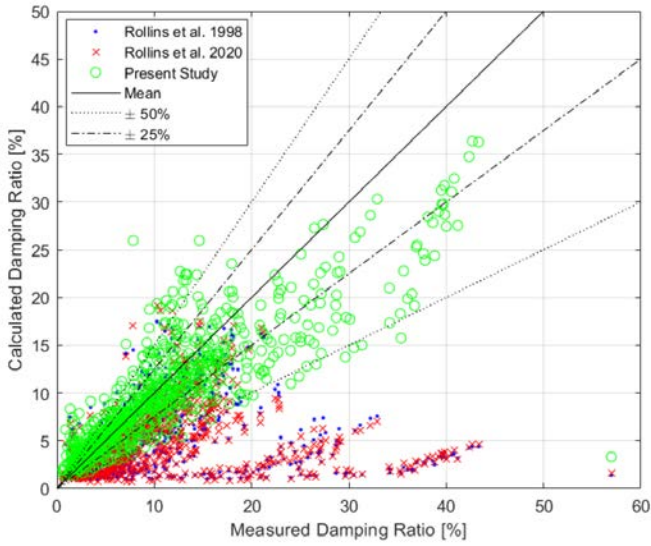


Figure 8: Comparison of D measured data with estimations from formulations by Rollins *et al.* (1998, 2020) and proposed in this study

The mean curve and standard deviation for (9) and (10) are strongly influenced by the data from Araei *et al.* (2012b), which is not included in the database of Rollins *et al.* (1998, 2020) and for that reason this curve is above the curve proposed by Rollins *et al.* (1998), as also shown in Figure 7.

Figure 9a shows results of D - γ for the fines content $FC \leq 6\%$ where it can be observed significant scatter in the data and the curves from (9) and (10) predict higher D than those by Rollins *et al.* (1998). In Figure 9b for $FC > 6\%$, there is less data and scatter and the same higher D is also predicted, although with some overlapping.

At higher levels of non-plastic fine material, it has been consistently reported in sands lower levels of damping ratio D and higher levels of shear modulus G (Navarrete, 2009; Wichtmann *et al.*, 2015). In gravels, Figure 10 shows similar trend for D in a 3D plot of D - γ - f where the curve from expression (9) for $FC < 6\%$ lies above the curve for $FC \geq 6\%$. Although, for low shear strain γ and low

frequency f , both curves tend to converge underestimating measured D , when γ and f increase both curves steadily separate increasing D .

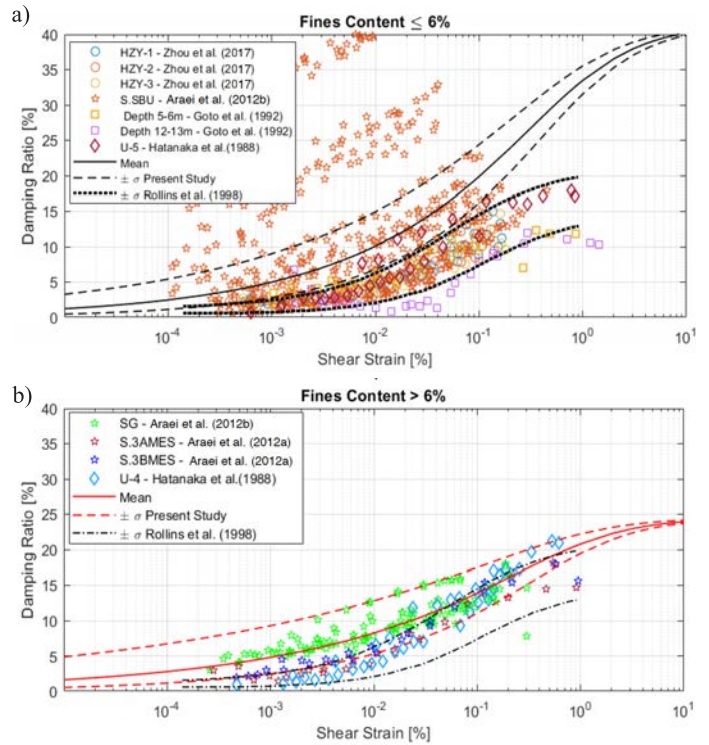


Figure 9: D - γ data and curves proposed by Rollins *et al.* (1998) and this study showing mean and standard deviation for: a) $FC \leq 6\%$ and b) $FC > 6\%$

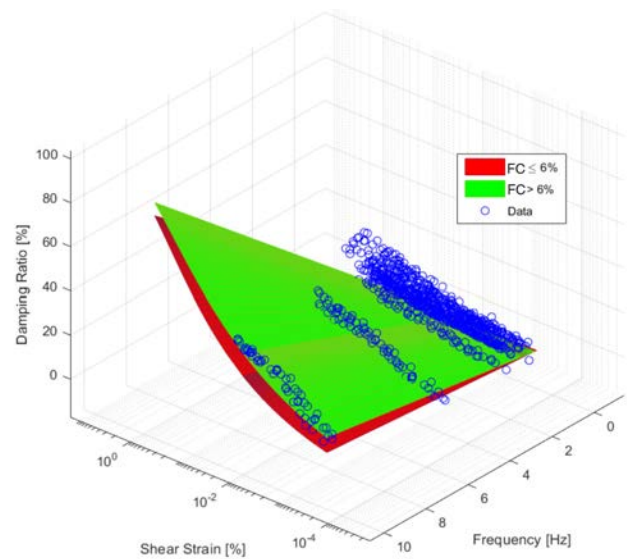
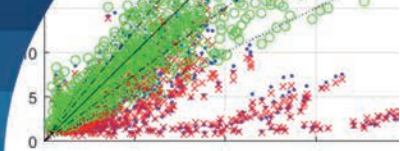


Figure 10: 3D plot for the data and formulations proposed for damping ratio D as a function of γ , f and FC

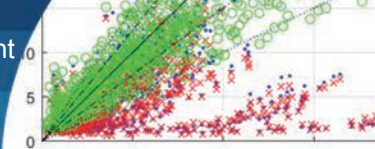


Conclusions

This study presents the analysis of a selected database of cyclic triaxial tests in gravelly soils applying hyperbolic formulations for the variation of shear modulus and damping ratio as a function of shear strain. It has been confirmed that the confining stress affects the dynamic response of gravels as it has been previously reported (Rollins *et al.*, 2020). It has been found in this work that including the confining stress and the fines content a better estimation of G/G_{\max} can be achieved, resulting in 85.6% of the data (in measured and estimated G/G_{\max} plot) within an error band of $\pm 25\%$, which improve around 25% the previous formulation proposed by Rollins *et al.* (2020). In a plot of error versus estimated G/G_{\max} , the error increases when $G/G_{\max} \rightarrow 0$, *i.e.* large shear strains, however, the formulation proposed in this work can reduce this error up to 50% compared with that proposed by Rollins *et al.* (2020). Nonetheless, the error reduces and becomes similar for both approaches when $G/G_{\max} \geq 0.8$ (small shear strains). The effect of the loading frequency is not significant on the estimation of G/G_{\max} , which does not agree with some effect on the shear modulus found by Araei *et al.* (2012b). In contrast, the loading frequency does affect the damping ratio D as postulated by Araei *et al.* (2012b). From regression analyses and separating at 6% fines content, in a measured and estimated data plot of D resulted in 56% of the data points within a $\pm 25\%$ band error. Further research is needed to increase the gravel data base for the analysis of extended ranges of loading frequency and fines content.

References

- Araei, A.A., Tabatabaei, S.H. and Razeghi, H.R. (2012a). Cyclic and post-cyclic monotonic behavior of crushed conglomerate rockfill material under dry and saturated conditions. *Scientia Iranica* 19(1), 64-76
- Araei, A.A., Razeghi, H.R., Tabatabaei, S.H. and Ghalandarzadeh, A. (2012b). Loading frequency effect on stiffness, damping and cyclic strength of modeled rockfill materials. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 33(1): 1-18
- ASTM D2487 (2017). Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System). West Conshohocken, PA, USA
- Darendeli, M.B. (2001). *Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves*. University of Texas at Austin, USA
- Dorador, L. and Villalobos, F.A. (2020a). Scalping techniques in geomechanical characterization of coarse granular materials. *Obras y Proyectos* 28, 24-34
- Dorador, L. and Villalobos, F.A. (2020b). Analysis of the geomechanical characterization of coarse granular materials using the parallel gradation method. *Obras y Proyectos* 27, 50-63
- Goto, S., Suzuki, Y., Nishio, S. and Oh-Oka, H. (1992). Mechanical properties of undisturbed Tone River gravel obtained by in-situ freezing method. *Soils & Foundations* 32(3), 15-25
- Hardin, B.O. and Drnevich, V.P. (1972a). Shear modulus and damping in soils: design equations and curves. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division* 98(7), 667-692
- Hardin, B.O. and Drnevich, V.P. (1972b). Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects (Terzaghi lecture). *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division* 98(6):603-624
- Hardin, B.O. (1965). The nature of damping in sands. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division* 91(1), 63-67
- Hatanaka, M., Suzuki, Y., Kawasaki, T. and Endo, M. (1988). Cyclic undrained shear properties of high quality undisturbed Tokyo Gravel. *Soils & Foundations* 28(4), 57-68
- Ishihara, K. (1996). *Soil behaviour in earthquake geotechnics*. Oxford University Press, UK
- Kokusho, T., Aoyagi, T. and Wakunami, A. (2005). In-situ soil specific nonlinear properties back-calculated from vertical array records during 1995 Kobe Earthquake. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 131(12): 1509-1521
- Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Pearson, USA
- Martínez, R.A. (2008). Influencia de la granulometría en las propiedades dinámicas de suelos no cohesivos bajo pequeñas deformaciones. *Obras y Proyectos* 3, 22-31
- Meng, J. (2007). Earthquake ground motion simulation with frequency-dependent soil properties. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 27: 234-241
- Menq, F.Y. (2003). *Dynamic properties of sandy and gravelly soils*. PhD thesis, University of Texas at Austin, USA



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

Ovalle, C., Linero, S., Dano, C., Bard, E., Hicher, P. Y. and Osses, R. (2020). Data compilation from large drained compression triaxial tests on coarse crushable rockfill materials. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **146**(9), 06020013

Rollins, K.M., Singh, M. and Roy, J. (2020). Simplified equations for shear-modulus degradation and damping of gravels. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **146**(9):04020076.

Rollins, K.M., Evans, M.D., Diehl, N.B., and Daily, W.D. (1998). Shear modulus and damping relationships for gravels. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **124**(5): 396–405

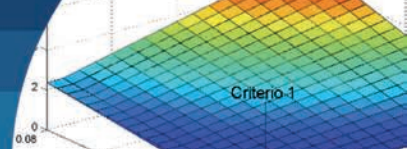
Stokoe, K.H., Darendeli, M.B., Andrus, R.D and Brown, L.T. (1999). Dynamic soil properties: laboratory, field and correlation studies. *2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Lisboa, Portugal, Seco e Pinto, P.S. (ed.), Balkema, the Netherlands, 811–845

Vucetic, M. and Dobry, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of Geotechnical Engineering* **117**(1): 89–107

Wichtmann, T., Navarrete, M.A. and Triantafyllidis, T. (2015). On the influence of a non-cohesive fines content on small strain stiffness, modulus degradation and damping of quartz sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **69**, 103-114

Yasuda, N. and Matsumoto, N. (1994). Comparisons of deformation characteristics of rockfill materials using monotonic and cyclic loading laboratory tests and in-situ tests. *Canadian Geotechnical Journal* **31**(2), 162–174

Zhou, W., Chen, Y., Ma, G., Yang, L. and Chang, X. (2017). A modified dynamic shear modulus model for rockfill materials under a wide range of shear strain amplitudes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **92**, 229-238



Comparación de dos funcionales de optimización para el control de estructuras monosimétricas sometidas a sismos de ancho de banda amplio por medio de dos amortiguadores de columna de líquido sintonizados

Comparison of two optimization functionals for the control of monosymmetric structures subject to broad bandwidth earthquakes by means of two tuned liquid column dampers

Fecha de entrega: 27 de marzo 2021
Fecha de aceptación: 22 de octubre 2021

Gilda Espinoza, Euro Casanova, Nicole Moya, Gerardo Coloma y Álvaro Suazo

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío-Bío, Avenida Collao 1202, Casilla 5-C, Concepción, Chile, gespinoz@ubiobio.cl, ecasanova@ubiobio.cl, nimoya@egresados.ubiobio.cl, gecoloma@egresados.ubiobio.cl, asuazo@ubiobio.cl

En este trabajo se estudia el comportamiento de dos amortiguadores de columna de líquido sintonizados (ACLS), en el control torsional de una estructura asimétrica de comportamiento lineal, ante una excitación sísmica de alto contenido de frecuencias. El modelo de estudio es una estructura monosimétrica en dirección X a la que se le han adicionado dos ACLS en dirección Y, para controlar el movimiento de la estructura con acoplamiento lateral-torsional. Se consideran dos criterios de optimización, cada uno representando una forma alternativa de determinar la demanda de deformación de los bordes de la planta. El primer criterio consiste en igualar las varianzas de deformación de los bordes de la planta. El segundo criterio consiste en igualar las desviaciones estándar de deformación de los bordes de la planta. El objetivo final es balancear torsionalmente la estructura. Los resultados muestran un balance torsional prácticamente idéntico, con los ACLS optimizados con cada uno de los criterios, a excepción del caso de una razón de frecuencia torsional flexible y una razón de masa baja. Además, se encuentra que la posición óptima de los ACLS para excentricidades mayores a 0.12, sigue la misma regla de comportamiento de la posición óptima de los amortiguadores de masa sintonizados.

Palabras clave: amortiguador de columna de líquido sintonizado, optimización, balance torsional, análisis estocástico

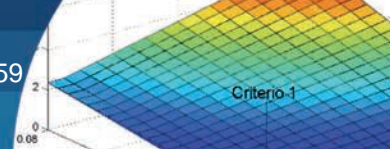
This work focuses on the study of two tuned liquid column dampers (TLCD) for the torsional control of an asymmetric structure with linear behaviour, subjected to a seismic excitation of high frequency content. The model under study is a X-direction monosymmetric structure with two Y-direction TLCD to control the movement of the structure with lateral-torsional coupling. Two optimization criteria are considered, each one representing an alternative way of defining the deformation demand of the plant edges. The first criterion consists of equalizing the deformation variances of the plant edges. The second criterion involves matching the standard deviations of deformation of the edges of the plant. The final objective is to torsionally balance the structure. The results show a practically identical torsional balance for the two used criteria, except in the case of a flexible torsional frequency ratio and a low mass ratio. Furthermore, it is found that the optimal position of the TLCD for eccentricities greater than 0.12 follows the same behavior rule of the optimal position of the tuned mass dampers.

Keywords: tuned liquid column damper, optimization, torsional balance, stochastic analysis

Introducción

Durante los últimos años han surgido diversos sistemas de protección sísmica, como una forma de diseño sismorresistente alternativo al diseño tradicional. Este

diseño se basa en disminuir la demanda sobre la estructura, producida por una excitación sísmica, a través de la inclusión de dispositivos de reducción de vibraciones. Estos sistemas reducen alguna respuesta de interés,



como por ejemplo el desplazamiento que experimentará la estructura, disminuyendo así la demanda sobre ésta. Dentro de estos dispositivos se encuentran los sistemas efecto-masa, entre ellos se encuentran el amortiguador de masa sintonizados (AMS) y el amortiguador de columna de líquido sintonizado (ACLS). Ambos se basan en el mismo principio, sintonizar la frecuencia del dispositivo con la frecuencia fundamental de la estructura y así disminuir los desplazamientos de la estructura principal.

El dispositivo ACLS es el estudiado en esta investigación. El ACLS fue propuesto por Sakai *et al.* (1989) con el fin de reducir los desplazamientos en estructuras sometidas a viento. El dispositivo consiste en un tubo en U en el que un líquido puede oscilar libremente, lo que hace a una frecuencia particular que depende de los parámetros físicos del dispositivo (frecuencia propia). Además, posee un orificio en su sección horizontal (parte inferior del tubo) que aporta amortiguamiento al sistema a través de la pérdida de carga producida por la restricción.

Las investigaciones posteriores sobre este tipo de dispositivo se enfocaron en el estudio del comportamiento del ACLS en el control de estructuras ante excitaciones sísmicas. Dentro de estos estudios, se encuentra el de Won *et al.* (1996), quienes concluyeron que los parámetros óptimos de diseño del ACLS (razón de sintonía entre la frecuencia el dispositivo y la frecuencia lateral desacoplada de la estructura, el coeficiente de pérdida de carga y la razón entre la masa del líquido contenido en el dispositivo y la masa del sistema principal), dependen del contenido de frecuencia, intensidad y duración de la excitación sísmica.

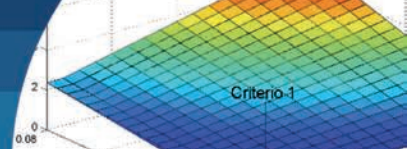
Yalla y Kareem (2000), analizaron el comportamiento del ACLS a través de un análisis estocástico, considerando cargas de viento y sismo, representadas a través de ruido blanco y ruido blanco filtrado, usando una estructura de un grado de libertad no amortiguada. Consideraron una linealización estadística equivalente para el ACLS y propusieron una solución explícita para el coeficiente de pérdida de carga y razón de sintonía óptima para el ACLS. Shum (2009) desarrolló un esquema de solución de forma cerrada para los parámetros óptimos de diseño de un ACLS en una estructura no amortiguada, validando su propuesta mediante comparación contra el método iterativo convencional. Chakraborty *et al.* (2012) estudiaron el efecto de la restricción que presenta el movimiento máximo

del flujo en el ACLS en los parámetros óptimos de éste, en estructuras sometidas a excitaciones sísmicas.

Otros estudios se han orientado a modificar el diseño del ACLS con el objetivo de obtener mejores desempeños. Dentro de estos estudios se encuentra el realizado por Rozas *et al.* (2016), quienes propusieron un ACLS bidireccional, es decir, dos ACLS orientados perpendicularmente el uno respecto al otro. Los autores concluyen que este tipo de configuración puede disminuir la respuesta ante eventos sísmicos bidireccionales, requiriendo una menor masa de agua con respecto a dos ACLS equivalentes.

Un aspecto relevante en el diseño de edificios es la existencia de excentricidad debida a diversas causas (consideraciones arquitectónicas). Esto se traduce en estructuras asimétricas, en las que el centro de masa se encuentra a una distancia (excentricidad) del centro de rigidez. Esta asimetría en rigidez provoca un fenómeno denominado torsión, produciéndose desplazamientos de giro en la planta. Este comportamiento es muy dañino en una estructura, por lo tanto, no es admisible bajo las normativas vigentes, debido a que puede provocar daño estructural y no estructural. Los primeros estudios sobre la eficiencia del dispositivo ACLS en el control torsional fueron realizados por Shum y Xu (2002), quienes investigaron el rendimiento de múltiples ACLS (MACLS) en la reducción de la respuesta torsional de estructuras, en comparación con un solo ACLS, encontrando que, para una misma razón de masa, los MACLS tienen un mejor desempeño con respecto a un solo ACLS.

Un punto muy importante al obtener los parámetros de diseño es el criterio utilizado en la optimización de los dispositivos. Sgobba y Marano (2010) obtuvieron los parámetros óptimos de diseño de un AMS para la protección de estructuras no lineales sometidas a sismos, a través de la minimización de tres funcionales. El primero, considera la minimización del desplazamiento del sistema principal, el segundo consiste en la minimización de la energía histerética disipada por la estructura, y el tercero consiste en la minimización de un ponderado de ambos criterios. Estos autores concluyeron que para el caso estudiado no existen grandes diferencias en los parámetros encontrados para los tres funcionales. Por otro lado, Espinoza *et al.* (2018a), analizaron el comportamiento de los parámetros óptimos de un ACLS en el control de una estructura no



lineal empleando los dos primeros criterios de Sgobba y Marano (2010), concluyendo que el comportamiento de los parámetros óptimos del ACLS, para ambos criterios es muy similar, al igual que lo encontrado con el AMS.

En estructuras asimétricas, de la Llera *et al.* (2005) plantearon un criterio de control torsional, llamado balance torsional (BT) para estructuras sometidas a excitaciones sísmicas. El BT consiste en igualar las demandas de deformación de los bordes de la estructura para así reducir el daño provocado en la estructura, debido al giro y traslación desacopladas de la planta. Este criterio ha sido utilizado en la optimización de distintos dispositivos para el control de estructuras asimétricas como disipadores friccionales (de la Llera *et al.*, 2005), disipadores viscoelásticos (García *et al.*, 2007), disipadores viscosos (Almazán y de la Llera, 2009), AMS (Almazán *et al.*, 2012, Espinoza *et al.*, 2019) y los sistemas de aislación basal (Seguín *et al.*, 2013). En cuanto a los criterios de optimización usados en el caso de BT, Espinoza *et al.* (2018b) propusieron dos criterios de optimización para el AMS en el control de estructuras no lineales con comportamiento lateral torsional. El primer criterio consiste en el balance uniforme y reducción de la energía histerética, simultáneamente en los planos no lineales. El segundo se basa en la minimización del daño de la estructura basado en la media entre la energía histerética normalizada, y el coeficiente de correlación entre el desplazamiento y rotación de la planta.

Las investigaciones descritas en los párrafos anteriores estudian la utilización de distintos funcionales para el control de estructuras principalmente simétricas. Sin embargo, en estructuras asimétricas, en las que existe un movimiento lateral torsional, en el ámbito estocástico sólo se ha utilizado el criterio de BT (de la Llera *et al.*, 2005) y aplicado en la optimización de AMS. Por lo tanto, es importante analizar nuevos funcionales para el control de distintos dispositivos de control de vibraciones ante excitaciones sísmicas.

El objetivo de la presente investigación es analizar el comportamiento de dos ACLS óptimos, en el control de una estructura asimétrica, sometida a una excitación sísmica estocástica. El input sísmico, se considerará de ancho de banda amplio. Se utilizarán dos funcionales, el primero es la forma clásica del criterio de BT y el segundo es una variante del criterio de BT.

Modelo estructural

Esta investigación considera un sistema estructural monosimétrico de un piso, en lo siguiente denominado Modelo 1 (M_1), que se muestra en la Figura 1. El sistema M_1 tiene excentricidad en dirección X y una relación de largo-ancho igual a 4 ($a/b = 4$). La masa traslacional de M_1 es m_s , el radio de giro de la planta es p_s , y el centro geométrico (CG) coincide con el centro de masa (CM). El centro de rigidez (CR) está a una distancia e_{sx} del CM. El modelo M_1 posee un período lateral T_{sy} , asociado al modo donde predomina la traslación en Y, y un período torsional $T_{s\theta}$, asociado al modo donde predomina la torsión. Por otra parte, $\Omega = T_{sy}/T_{s\theta}$ es la relación de frecuencia torsional para el modelo M_1 . Se considera una razón de amortiguamiento $\xi_s = 0.002$ en todos los modos de vibración de la estructura principal.

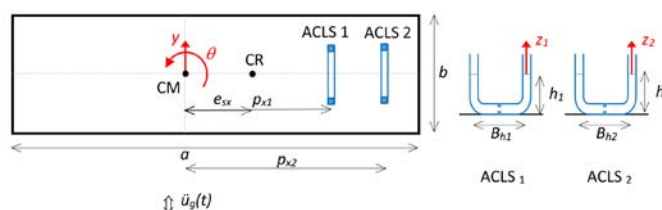


Figura 1: Modelo 1 (M_1)

Ecuaciones del movimiento

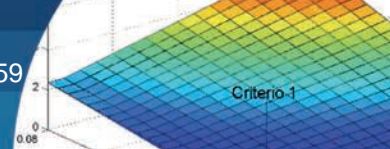
A continuación, se presenta la teoría en la que se basa la formulación de las ecuaciones del movimiento del sistema M_1 .

Ecuaciones del movimiento del ACLS

La ecuación del movimiento de un ACLS colocado sobre una estructura de un grado de libertad, sometida a una aceleración basal \ddot{u}_g (Sakai *et al.*, 1989), se expresa bajo la forma:

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

Donde \ddot{x} representa la aceleración de la estructura, z describe el movimiento del líquido al interior del ACLS, ρ_l es la densidad de líquido, A es el área de la sección transversal del tubo, $L_e = 2h + B_h$ es la longitud total de la columna líquida formada por la longitud horizontal B_h y la longitud vertical h ; g es la aceleración de gravedad y ξ_l es el coeficiente de pérdida de carga de la singularidad



producida por el orificio en el parte inferior del ACLS.

Para hacer un análisis estocástico se realiza una linealización estadística equivalente del término no lineal de la ecuación (1), lo que se muestra en la ecuación (2). Considerando un proceso estacionario Gaussiano de media cero, se tiene el coeficiente de amortiguamiento lineal equivalente c_p , que se muestra en la ecuación (3) (Roberts y Spanos, 2003).

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

$$c_p = \frac{\xi \sigma_z}{\sqrt{2\pi}} \quad (3)$$

donde σ_z es la desviación estándar de la velocidad del líquido del ACLS.

Normalizando (2) respecto a la masa del líquido, se obtiene:

$$\ddot{z} + \frac{2c_p}{L_e} \dot{z} + \frac{2g}{L_e} z + p \ddot{x} = -p \ddot{u}_g \quad (4)$$

donde $p = B_h/L_e$ es la razón de longitud del ACLS. A partir de (4) se puede definir la frecuencia del líquido como $\omega_l = \sqrt{2g/L_e}$. Denotando la frecuencia desacoplada en dirección Y del modelo M_1 como $\omega_{sy} = 2\pi/T_{sy}$, entonces se puede definir $\gamma_l = \omega_l/\omega_{sy}$ como la razón de sintonía del ACLS con respecto a la frecuencia desacoplada del sistema principal.

Ecuaciones del movimiento de M_1

A continuación, se derivan las ecuaciones del movimiento del modelo M_1 . Para ello, se define el vector de grados de libertad del modelo como:

$$\mathbf{X}(t) = [y(t) \quad \theta(t) \quad z_1(t) \quad z_2(t)]^T \quad (5)$$

donde $y(t)$ representa el desplazamiento traslacional en dirección Y, $\theta(t)$ describe el ángulo de rotación de la planta y $z_1(t)$ y $z_2(t)$ describen el desplazamiento del líquido al interior de los ACLS₁ y ACLS₂, respectivamente. Así, la ecuación de equilibrio dinámico del modelo M_1 se escribe de la siguiente forma:

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

donde \mathbf{M} , \mathbf{C} y \mathbf{K} , y son las matrices de masa (ecuación

(7)), amortiguamiento (8) y rigidez (9), respectivamente. Además, \mathbf{B}_u es la matriz de influencia del input (ecuación (10)) y \ddot{u}_g es la aceleración del suelo en la dirección Y.

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} 1 + \mu_{l1} + \mu_{l2} & \mu_{l1}p_{x1} + \mu_{l2}p_{x2} & \mu_{l1}p_1 & \mu_{l2}p_2 \\ \mu_{l1}p_{x1} + \mu_{l2}p_{x2} & \rho_s^2 + \mu_{l1}p_{x1}^2 + \mu_{l2}p_{x2}^2 & \mu_{l1}p_{x1}p_1 & \mu_{l2}p_{x2}p_2 \\ \mu_{l1}p_1 & \mu_{l1}p_{x1}p_1 & \mu_{l1} & 0 \\ \mu_{l2}p_2 & \mu_{l2}p_{x2}p_2 & 0 & \mu_{l2} \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} 2\xi_s \omega_{sy} & 2\xi_s \omega_{sy} e_{sx} & 0 & 0 \\ 2\xi_s \omega_{sy} e_{sx} & C_r/M_s + 2\xi_s \omega_{sy} e_{sx}^2 + \mu_{l1}p_{x1}^2 + \mu_{l2}p_{x2}^2 & 2\frac{Cp_1}{L_{e1}} \mu_{l1} & 2\frac{Cp_2}{L_{e2}} \mu_{l2} \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (8)$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \omega_{sy}^2 & \omega_{sy}^2 e_{sx} & 0 & 0 \\ \omega_{sy}^2 e_{sx} & \omega_{sy}^2 (\Omega_0^2 \rho_s^2 + e_{sx}^2) & 2\frac{g}{L_{e1}} \mu_{l1} & 2\frac{g}{L_{e2}} \mu_{l2} \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (9)$$

$$\mathbf{B}_u = \begin{bmatrix} 1 + \mu_{l1} + \mu_{l2} \\ \mu_{l1}p_{x1} + \mu_{l2}p_{x2} \\ \mu_{l1}p_1 \\ \mu_{l2}p_2 \end{bmatrix} \quad (10)$$

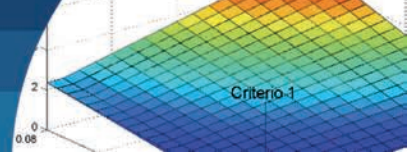
En estas expresiones μ_{l1} y μ_{l2} representan las razones de masa del líquido contenido en el ACLS₁ y en el ACLS₂, respectivamente.

Excitación estocástica

Con el fin de realizar el estudio sísmico estocástico, se considera una función de la densidad de potencial espectral (DPE) representativa con una excitación sísmica de ancho de banda amplio (BBP). Para obtener el ancho de banda deseado, se ajustó un filtro de Clough-Penzien (FCP) (Clough y Penzien, 1975), a la DPE de un sismo artificial compatible con el espectro de la norma chilena NCh2745 (2013) para suelo tipo B. Este espectro es representativo de sismos de alto contenido de frecuencias, típicos de Chile.

La ecuación del filtro utilizado en este estudio es:

$$S_g(\omega) = S_0 \frac{\omega_g^4 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \frac{\omega^4}{(\omega_f^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_f^2 \omega_f^2 \omega^2} \quad (11)$$



donde los parámetros ajustados a la DPE, a través de mínimos cuadrados, se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1: Parámetros del filtro Clough – Penzien

Tipo de entrada	Parámetros				
	S_0	ω_g , rad/s	ξ_g	ω_f , rad/s	ξ_f
BBP	1335.6	3.05	0.041	8.48	0.90

Formulación espacio-estado

Con el fin de incorporar la excitación sísmica estocástica al sistema M_1 se expresan las ecuaciones de movimiento en formulación espacio-estado. Definiendo el vector de estado como:

$$\mathbf{X}_1 = [\mathbf{X} \quad \dot{\mathbf{X}}]^T \quad (12)$$

La ecuación (6) toma la forma:

$$\dot{\mathbf{X}}_1 = \mathbf{A}\mathbf{X}_1 + \mathbf{B}\ddot{u}_g \quad (13)$$

donde \mathbf{A} es la matriz de estado (ecuación (14)) y \mathbf{B} es el vector de colocación del input (ecuación (15)).

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} \mathbf{0}_{4 \times 4} & \mathbf{I}_{4 \times 4} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C} \end{bmatrix} \quad (14)$$

$$\mathbf{B} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0}_{4 \times 1} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{B}_u \end{Bmatrix} \quad (15)$$

Por otra parte, las ecuaciones en la formulación espacio-estado del filtro se obtienen definiendo el vector de estado del filtro como:

$$\mathbf{X}_f = [x_g \quad \dot{x}_g \quad x_f \quad \dot{x}_f]^T \quad (16)$$

Así, las ecuaciones del filtro toman la forma:

$$\dot{\mathbf{X}}_f = \mathbf{A}_f\mathbf{X}_f + \mathbf{B}_f W(t) \quad (17)$$

donde \mathbf{A}_f (ecuación (18)) es la matriz de estado del filtro, \mathbf{B}_f es el vector de colocación del input (19) y es la intensidad del ruido blanco en el tiempo.

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

$$\mathbf{B}_f = \begin{bmatrix} 0 \\ -1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (19)$$

Finalmente, para incluir la excitación sísmica estocástica en el modelo M_1 , se define el vector de espacio-estado global \mathbf{X}_2 :

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

obteniendo la ecuación total del sistema:

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

donde:

$$\mathbf{A}_2 = \begin{bmatrix} \mathbf{A} & \mathbf{B}\mathbf{C}_f \\ \mathbf{0}_{4 \times 4} & \mathbf{A}_f \end{bmatrix} \quad (22)$$

$$\mathbf{B}_2 = \begin{Bmatrix} \mathbf{0}_{8 \times 1} \\ \mathbf{B}_f \end{Bmatrix} \quad (23)$$

Con \mathbf{C}_f el vector fila de output del filtro definido como (Saitua *et al.*, 2018):

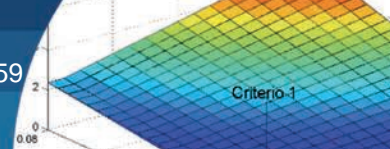
$$\mathbf{C}_f = [\omega_g^2 \quad 2\xi_g\omega_g \quad -\omega_f^2 \quad -2\xi_f\omega_f] \quad (24)$$

Obtención de la matriz de covarianza

Con el fin de estudiar el comportamiento del sistema ante una excitación estocástica, se asumió un estado estacionario considerando como input un ruido blanco. Para la definición de la potencia del ruido blanco, se consideró que la varianza de aceleración del suelo a la entrada de la estructura es:

$$\sigma_{\ddot{u}_g}^2 = \frac{PGA}{3} \quad (25)$$

donde PGA denota la aceleración máxima del terreno (Peak Ground Acceleration). En este estudio se consideró un PGA de 0.3g, donde g es la aceleración de gravedad. Con el fin de obtener la matriz de covarianza del sistema analizado se aplicó la ecuación de Lyapunov a la ecuación (21), obteniendo:



$$\mathbf{A}_2^T \mathbf{R}_1 + \mathbf{R}_1 \mathbf{A}_2 + \mathbf{B}_2^T \mathbf{W} \mathbf{B}_2 = 0 \quad (26)$$

donde \mathbf{R}_1 es la matriz de covarianza del sistema completo estructura-ACLS-filtro, excitado por un ruido blanco.

Procedimiento de optimización

A continuación, se presentan los criterios de optimización considerados en este estudio. Para ello se determinará el vector de covarianza de deformación de los bordes \mathbf{V}_b , según Y, a través de la siguiente expresión:

$$\mathbf{V}_b = \text{diag}(\mathbf{L}_b \mathbf{V}_q \mathbf{L}_b^T) \quad (27)$$

donde \mathbf{V}_q es la sub-matriz de la matriz covarianza \mathbf{R}_1 correspondiente a los grados de libertad de traslación y rotación de la estructura ($y(t)$ y $\theta(t)$), y \mathbf{L}_b es la matriz de transformación cinemática entre las deformaciones de borde y los grados de libertad.

$$\mathbf{L}_b = \begin{bmatrix} 1 & -a/2 \\ 1 & a/2 \end{bmatrix} \quad (28)$$

Criterio 1: Balance torsional

En este trabajo, el criterio 1 para optimización de los ACLS está basado en el criterio de BT propuesto por de la Llera *et al.* (2005), el cual establece que para que se produzca un BT se deben igualar las demandas de deformación de los bordes de la planta, lo que se traduce en igualar las varianzas de desplazamientos de los bordes de la planta. La ecuación (29) muestra dicho criterio aplicado a la optimización de los ACLS.

Minimizar:

$$J_1(\gamma_{l1}, \gamma_{l2}, \xi_{l1}, \xi_{l2}, p_{x1}, p_{x2}) = \max(\mathbf{V}_b) \quad (29)$$

$$\text{Sujeto a: } \begin{cases} 0.5 < \gamma_{l1} < 1.5 \\ 0.5 < \gamma_{l2} < 1.5 \\ \xi_{l1} > 0 \\ \xi_{l2} > 0 \\ -\frac{a}{2} < p_{x1} < \frac{a}{2} \\ -\frac{a}{2} < p_{x2} < \frac{a}{2} \\ h_1 - c\sigma_{z1} \geq 0 \\ h_2 - c\sigma_{z2} \geq 0 \end{cases}$$

donde γ_{l1} y γ_{l2} , ξ_{l1} y ξ_{l2} , p_{x1} y p_{x2} , h_1 y h_2 son las frecuencias, los coeficientes de pérdida de carga, las posiciones en dirección X y las alturas de las columnas de agua, en dirección Z y las razones de sintonía del ACLS₁ y ACLS₂, respectivamente. ξ_{l1} y ξ_{l2} son los coeficientes de pérdida de carga del ACLS₁ y ACLS₂, p_{x1} y p_{x2} es la posición del ACLS₁ y ACLS₂ en dirección X, h_1 y h_2 son las alturas de las columnas de agua en dirección Z, del ACLS₁ y ACLS₂, respectivamente.

Criterio 2: Variación del criterio de balance torsional

El criterio 2 considerado en este trabajo es una variación del BT, donde en lugar de igualar las varianzas de desplazamientos de los bordes de la planta, se igualan las desviaciones estándar de los bordes de la planta, manteniendo las mismas restricciones usadas en el criterio 1.

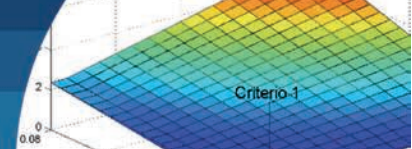
$$\text{Minimizar: } J_1(\gamma_{l1}, \gamma_{l2}, \xi_{l1}, \xi_{l2}, p_{x1}, p_{x2}) = \max(\mathbf{V}_b^{1/2}) \quad (30)$$

Resultados y discusión

A continuación, se realiza un análisis de sensibilidad de los parámetros óptimos, con respecto a una variación de la razón de excentricidad normalizada y a la razón de masa del líquido. Posteriormente, se comprueba el balance torsional para los dos criterios.

Análisis del comportamiento de los parámetros óptimos

Las Figuras 2, 3, 4, 5, 6 y 7 muestran el comportamiento de los parámetros óptimos, de cada uno de los ACLS. En las Figuras 2, 3, 5 y 6, los parámetros óptimos se presentan en función de la excentricidad normalizada respecto al radio de giro de la planta y la razón de masa del líquido total. Esta última es la suma del líquido de ambos ACLS, con respecto a la masa del sistema principal. Las Figuras 4 y 7 sólo consideran el caso de $\mu_l = 0.06$ y $\mu_l = 0.08$, para todo el rango excentricidades normalizadas. Todas las figuras fueron generadas para una razón de longitud de los ACLS de 0.5 para cada ACLS, considerando que la masa de líquido para cada ACLS era un 50% de la masa de líquido total y que la razón de amortiguamiento para la estructura principal era de 2%. Además, se consideró un período de 2 s para la estructura principal. En los gráficos de cada figura, se muestran los dos criterios de optimización utilizados. El análisis se realiza primero para una estructura torsionalmente flexible $\Omega = 0.7$, y posteriormente para una estructura torsionalmente rígida $\Omega = 1.3$.



La Figura 2 muestra la razón de frecuencias óptima para los dos ACLS del modelo M_1 para el caso de una estructura torsionalmente flexible. Las Figuras 2a y 2b corresponden al $ACLS_1$ y $ACLS_2$, respectivamente. En ambas gráficas se muestran las superficies para los dos criterios estudiados.

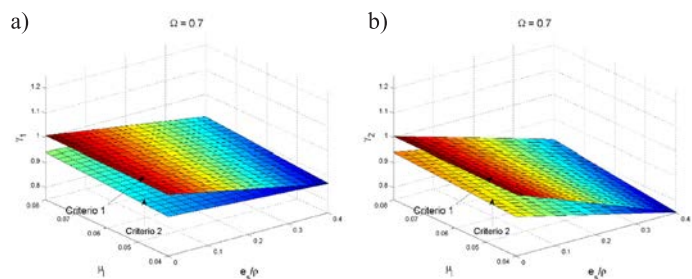


Figura 2: Razón de frecuencias óptimas, criterios 1 y 2, $p_1 = p_2 = 0.5$, $\xi_s = 0.02$, $\Omega = 0.7$: a) $ACLS_1$ y b) $ACLS_2$

En las Figuras 2a y 2b se observa que la razón de frecuencias óptima, en cada ACLS, es insensible a la razón de masa del líquido, sin embargo, disminuye a medida que aumenta la excentricidad normalizada de la planta. Por otra parte, el comportamiento del valor de la razón de frecuencias óptima de ambos ACLS es prácticamente el mismo. También se observa que la razón de frecuencias óptima del $ACLS_2$ obtenida a través del criterio 1, es mayor a la razón de frecuencia óptima obtenida con el criterio 2.

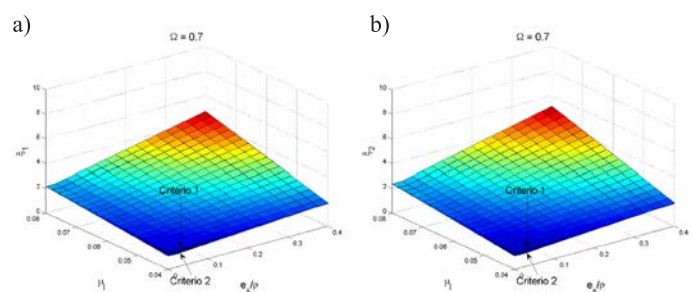


Figura 3: Coeficientes de pérdida de carga óptimos, criterio 1 y 2, $p_1 = p_2 = 0.5$, $\xi_s = 0.02$, $\Omega = 0.7$: a) $ACLS_1$ y b) $ACLS_2$

La Figura 3 muestra el comportamiento del coeficiente de pérdida de carga óptimo para cada ACLS para una estructura torsionalmente flexible. Allí se observa que el valor de este parámetro óptimo prácticamente no depende ni del criterio de optimización empleado, ni del ACLS estudiado. Sin embargo, se observa un aumento del valor del coeficiente de pérdida de carga óptimo, a medida que aumenta la razón de masa y la excentricidad normalizada.

La Figura 4 muestra el comportamiento de la posición óptima normalizada por el largo de la planta para cada ACLS para una estructura torsionalmente flexible. La

Figura 4a para $ACLS_1$ (fila superior) y la Figura 4b para $ACLS_2$ (fila inferior). La primera columna considera una razón de masa $\mu_1 = 0.06$ y la segunda $\mu_1 = 0.08$. En la Figura 4 se observa que cuando la razón de masa es mayor, el comportamiento de la posición óptima es el mismo independiente del criterio de optimización. Ambos ACLS se ubican en la misma posición, es decir, en el borde más cercano al CR (borde rígido), por lo tanto, no es necesario considerar dos ACLS, basta con uno. Este resultado es coincidente con los encontrados para un AMS por Almazán *et al.* (2012). Sin embargo, cuando la razón de masa es menor, el criterio considerado sí toma relevancia, ya que el $ACLS_1$ se ubica en el borde opuesto.

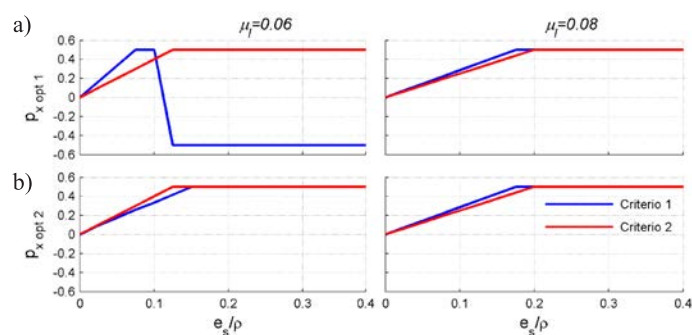


Figura 4: Posiciones óptimas, criterios 1 y 2, $p_1 = p_2 = 0.5$, $\xi_s = 0.02$, $\Omega = 0.7$: a) $ACLS_1$ y b) $ACLS_2$

Las Figuras 5 a 7 muestran resultados análogos a los mostrados en las Figuras 2 a 4, pero considerando una razón de frecuencia torsional $\Omega = 1.3$, es decir, para una estructura torsionalmente rígida. Así, la Figura 5 presenta el comportamiento de la razón de frecuencias óptima, observándose el mismo comportamiento de la razón de frecuencias óptima para ambos ACLS y ambos criterios, en función del valor de la razón de masa y excentricidad normalizada. Por otra parte, se observa un cambio en la magnitud de la razón de frecuencias óptima, dependiendo del criterio considerado para cada ACLS.

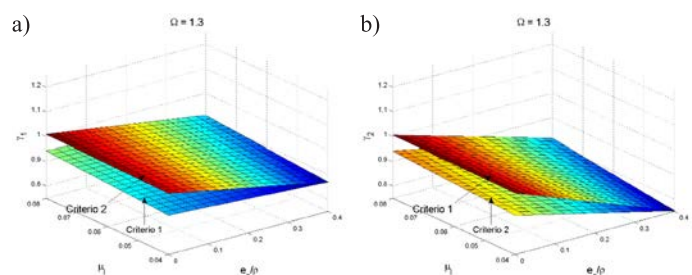
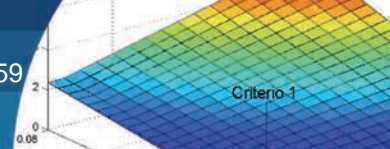


Figura 5: Razón de frecuencias óptimas, criterios 1 y 2, $p_1 = p_2 = 0.5$, $\xi_s = 0.02$, $\Omega = 1.3$: a) $ACLS_1$ y b) $ACLS_2$



La Figura 6 muestra el coeficiente de pérdida de carga óptimo para cada ACLS, en el caso de una estructura torsionalmente rígida. Los resultados muestran un comportamiento prácticamente idéntico al obtenido para $\Omega = 0.7$, es decir, el valor del coeficiente de pérdida de carga es insensible al criterio de optimización utilizado.

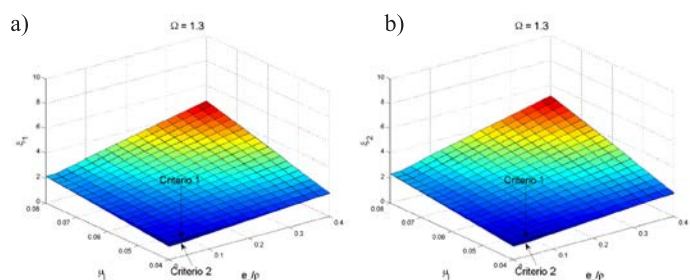


Figura 6: Coeficiente de pérdida de carga óptimos, criterios 1 y 2, $p_1 = p_2 = 0.5$, $\xi_s = 0.02$, $\Omega = 1.3$: a) ACLS₁ y b) ACLS₂

La Figura 7 muestra el comportamiento de la posición óptima en planta de cada ACLS para una estructura torsionalmente rígida. En la Figura 7a se observa que el comportamiento de este parámetro óptimo es independiente del criterio utilizado para el ACLS₁, pero sí es dependiente en el caso del ACLS₂ (Figura 7b). Además, se observa que existe un cambio en la posición de ambos ACLS dependiendo de la excentricidad. La posición óptima en ambos ACLS coincide con el comportamiento de este parámetro óptimo para un AMS, cuando la razón de excentricidad normalizada es mayor a 0.12. En este caso la posición óptima se ubica en el borde flexible (borde más alejado del CR), cuando la estructura es torsionalmente rígida (Almazán *et al.*, 2012).

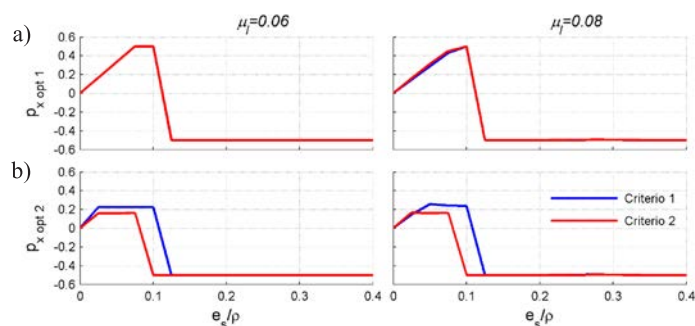


Figura 7: Posiciones óptimas, criterios 1 y 2, $p_1 = p_2 = 0.5$, $\xi_s = 0.02$, $\Omega = 1.3$: a) ACLS₁ y b) ACLS₂

Análisis del cumplimiento del balance torsional

La Figura 8 muestra el cumplimiento del balance torsional al utilizarse el criterio en función de la varianza del

desplazamiento de los bordes (criterio 1) o el criterio en función de la desviación estándar del desplazamiento de los bordes (criterio 2). La Figura 8a muestra la varianza normalizada respecto a la varianza del sistema simétrico normalizado, para cada uno de los bordes de la planta. Las líneas azules, muestran el comportamiento de los bordes de la planta cuando la estructura no está controlada, mientras que las líneas rojas muestran los desplazamientos de los bordes para el modelo M₁. Por otro lado, las líneas continuas muestran el comportamiento del borde flexible (borde de la izquierda de la planta), mientras que las líneas segmentadas muestran el comportamiento del borde rígido (borde de la derecha de la planta). En la Figura 8 se observa que cuando la estructura no está controlada por los ACLS, no existe balance torsional para ninguna excentricidad. Al incluir los ACLS se produce un balance torsional perfecto, en un mayor rango de excentricidades cuando se utiliza el criterio 2, que no es el propuesto por de la Llera *et al.* (2005).

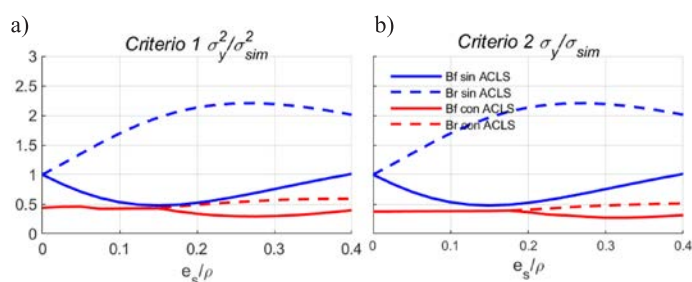


Figura 8: Posiciones óptimas, $p_1 = p_2 = 0.5$, $\xi_s = 0.02$, $\Omega = 0.7$, $\mu_1 = 0.06$: a) criterio 1 y b) criterio 2

Considerando una razón de masa mayor, $\mu_1 = 0.08$, los resultados obtenidos son idénticos para los dos criterios considerados, cuando se realizan los mismos análisis de la Figura 8. La Figura 9 muestra los resultados de la verificación del balance torsional, para una estructura de $\Omega = 1.3$ y razón de masa $\mu_1 = 0.06$. La distribución de los resultados y parámetros de análisis es análogo a los presentados en la Figura 8. Se observa que el comportamiento del balance torsional es independiente del tipo de criterio utilizado. Por otra parte, los gráficos muestran, que si bien el balance torsional es perfecto, se verifica en un rango de excentricidades menor a una estructura torsionalmente flexible, para excentricidades mayores se produce un balance torsional débil, de un orden no alejado al balance perfecto.

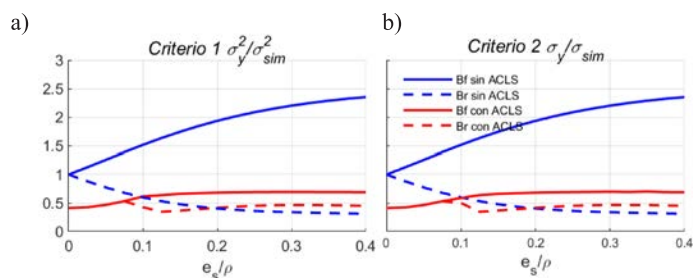
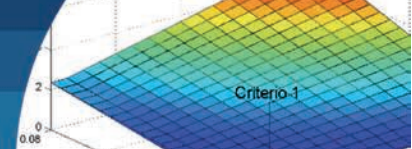


Figura 9: Posiciones óptimas, $p_1 = p_2 = 0.5$, $\xi_s = 0.02$, $\Omega = 1.3$, $\mu_l = 0.06$: a) criterio 1 y b) criterio 2

La Figura 10, al igual que en el caso anterior, considera una estructura con una razón de frecuencia torsional igual a 1.3 y una razón de masa mayor $\mu_l = 0.08$. Se observa que los resultados son insensibles al criterio de optimización considerado. Por otra parte, de las Figuras 9 y 10 se observa que cuando la razón de masa es mayor, el rango de excentricidades para el cual BT es perfecto (cuando los bordes alcanzan el criterio 1 ó 2 en la misma magnitud, coincidiendo la línea roja continua y la segmentada), es mayor. En el caso particular de la Figura 10, se alcanza un BT perfecto para todo el rango de excentricidades considerado en el estudio.

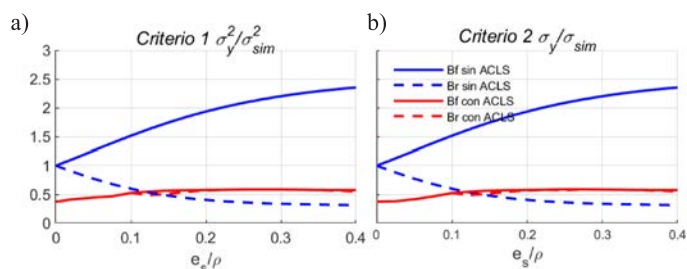


Figura 10: Posiciones óptimas, $p_1 = p_2 = 0.5$, $\xi_s = 0.02$, $\Omega = 1.3$, $\mu_l = 0.08$: a) criterio 1 y b) criterio 2

Conclusiones

En este trabajo se estudió un modelo formado por una estructura monosimétrica, controlada por 2 ACLS, y sometida a una excitación sísmica BBP. A partir de los resultados obtenidos se puede concluir lo siguiente:

El comportamiento de los parámetros óptimos de razón de frecuencia y posición en planta de los ACLS depende de la razón de frecuencia torsional de la estructura.

En estructuras torsionalmente flexibles, las razones de frecuencias y posiciones óptimas de los ACLS son sensibles al criterio de optimización considerado.

El coeficiente de pérdida de carga, independientemente de la razón de frecuencia torsional de la estructura, es insensible al criterio de optimización considerado.

La posición óptima de los ACLS para excentricidades mayores a 0.12 sigue la misma regla de comportamiento de los AMS (Almazán *et al.*, 2012)

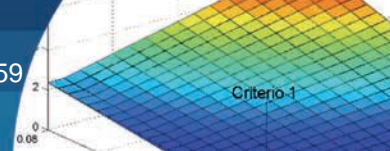
En general, para los dos criterios de optimización estudiados se obtiene el mismo comportamiento de balance torsional en la estructura, a excepción del caso de una razón de frecuencia torsional de 0.7 y una razón de masa menor.

Agradecimientos

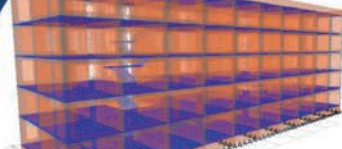
Los autores agradecen a la Universidad del Bío-Bío, por el apoyo dado a través del Proyecto Regular UBB 2060542 IF/R.

Referencias

- Almazán, J.L. and de la Llera, J.C. (2009). Torsional balance as new design criterion for asymmetric structures with energy dissipation devices. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **38**(12), 1421-1440
- Almazán, J.L., Espinoza, G. and Aguirre, J.J. (2012). Torsional balance of asymmetric structures by means of tuned mass dampers. *Engineering Structures* **42**, 308-328
- 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.W. and Penzien, J. (1975). *Dynamics of structures*. 2nd edition, McGraw-Hill, USA
- de la Llera, J.C., Almazán, J.L. and Vial, I.J. (2005). Torsional balance of planar asymmetric structures with frictional dampers: analytical results. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **34**(9), 1089-1108
- Espinoza, G., Carrillo, C. and Suazo, A. (2018a). 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., Neira, D. y Cifuentes, A. (2018b). Análisis de un amortiguador de masa sintonizado óptimo en estructuras asimétricas no lineales. *Obras y Proyectos* **23**, 39-54



- Espinoza, G., Almazán, J.L., Jara, C. and Benedetti, F. (2019). Torsional balance of nonlinear asymmetrical structures by means of a tuned mass damper. *Structural Control and Health Monitoring* **26**(11), e2442
- García, M., de la Llera, J.C., Almazán, J.L. (2007). Torsional balance of asymmetric structures with viscoelastic dampers. *Engineering Structures* **29**(6): 914-932
- NCh2745 (2013). Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile
- Roberts, J.B. and Spanos, P.D. (2003). *Random vibration and statistical linearization*. Dover Publications, New York, USA
- 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
- Seguín, C.E., Almazán, J.L. and de la Llera, J.C. (2013). Torsional balance of seismically isolated asymmetric structures. *Engineering Structures* **46**, 703-717
- Sgobba, S. and Marano, G.C. (2010). Optimum design of linear tuned mass dampers for structures with nonlinear behaviour. *Mechanical Systems and Signal Processing* **26**(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
- Shum, K.M. and Xu, Y.L. (2002). Multiple-tuned liquid column dampers for torsional vibration control of structures: experimental investigation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **31**(4), 977-991
- Won, A.Y., Pires, J.A. and Haroun, M.A. (1996). Stochastic seismic performance evaluation of tuned liquid column dampers. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **25**(11), 1259-1274
- Yalla, S.K. and Kareem, A. (2000). Optimum absorber parameters for tuned liquid column dampers. *Journal of Structural Engineering* **126**(8), 906–915



Vulnerabilidad sísmica del sistema estructural prefabricado gran panel Soviético en edificios deteriorados y transformados

Seismic vulnerability of the prefabricated Soviet great panel system in deteriorated and transformed buildings

Fecha de entrega: 7 de junio 2021

Fecha de aceptación: 8 de septiembre 2021

Yamila C. Socarrás¹ y Eduardo R. Álvarez²

¹ Facultad de Construcciones, Universidad de Oriente, Avenida de Céspedes 709 altos. Esq. N. Reparto Sueño, Santiago de Cuba, Cuba, ysocarrascordovi@gmail.com (Orcid:0000-0002-3198-3543)

² Facultad de Construcciones, Universidad de Oriente, Calle 6 N°16. Reparto Santa Bárbara, Santiago de Cuba, Cuba, ealvarez@uo.edu.cu (Orcid:0000-0003-1819-263X)

El sistema prefabricado gran panel Soviético, ha mostrado un buen comportamiento sismorresistente en varios países donde se ha implementado. Sin embargo, existen incertidumbres con las edificaciones construidas en la ciudad de Santiago de Cuba, la zona de mayor peligrosidad sísmica del país. Debido a que los códigos de diseño de la época de surgimiento del sistema prefabricado ya han sido derogados, unido a los daños patológicos y las transformaciones estructurales realizadas por los moradores. Por lo tanto, se requiere una verificación estructural, a través del chequeo de parámetros de control globales, las excentricidades de los centros de masas con respecto a los centros de rigidez, desplazamientos y derivas de los pisos, rigideces torsionales, los efectos P-Δ, entre otros aspectos. Para este análisis se escoge el edificio U-142-143, por tener condiciones críticas de explotación fundamentalmente. Se concluye que, aunque el sistema prefabricado, no cumple con todos los requerimientos actuales del diseño sismorresistente y presentar significativas irregularidades en planta y elevación, el edificio analizado según las formulaciones en los códigos utilizados, puede conservar rigidez ante la acción sísmica. Una comparación entre el edificio según proyecto original y la variante actual, corrobora que los mayores cambios se observan en los períodos fundamentales. Consecuentemente hay variaciones en la deriva, desplazamientos y rigideces.

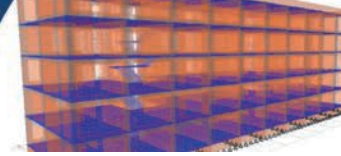
Palabras clave: verificación estructural, sistema prefabricado, irregularidades, rigidez, desplazamiento, derivas, excentricidades

The prefabricated Soviet great panel system has shown good earthquake resistance performance in several countries where it has been implemented. However, there are uncertainties with the buildings built in the city of Santiago de Cuba, the area of greatest seismic danger in the country. Due to the fact that the design codes of the time of the emergence of the prefabricated system have already been repealed, together with the pathological damages and structural transformations carried out by the inhabitants. Therefore, a structural verification is required, through the checking of global control parameters, the eccentricities of the centers of mass with respect to the centers of stiffness, displacements and drifts of the floors, torsional stiffness, the P-Δ effects, among other aspects. Building U-142-143 is chosen for this analysis, mainly because it has critical operating conditions. It is concluded that, although the prefabricated system does not comply with all the current requirements of earthquake resistant design and present significant irregularities in plan and elevation, the building analyzed according to the formulations in the codes used, can retain rigidity in the face of seismic action. A comparison between the building according to the original project and the current variant corroborates that the greatest changes are observed in the fundamental periods. Consequently there are variations in drift, displacement and stiffness.

Keywords: structural verification, precast system, irregularities, stiffness, displacement, drifts, eccentricities

Introducción

Desde 1964, el sistema prefabricado I-464, conocido popularmente en Cuba como gran panel Soviético, se convirtió en un recurso indispensable para resolver los problemas de viviendas. En un período de 26 años se



erigieron solo en el municipio de Santiago de Cuba, 665 edificios, para un total de 769 en la provincia de igual nombre. Se construyeron edificios acordes a dos tipologías (con balcón y sin balcón) y de 4 o 5 niveles fundamentalmente. En la concepción de este sistema prefabricado, se manejaron criterios adecuados para ser implementado en zonas de alto peligro sísmico, aunque los códigos de diseño de la época de surgimiento del sistema prefabricado ya han sido derogados. El sistema de transmisión de cargas es cruzado y las juntas tanto horizontales como verticales son húmedas, rígidas a nivel de superestructura. En edificaciones construidas en Chile y Armenia, con dicho sistema, se evidenció su buen comportamiento ante sismos de gran magnitud. Existen variados estudios de respuesta sísmica de estructuras prefabricadas de hormigón armado, basadas principalmente en ensayos de modelos en el laboratorio y enfocadas en las uniones y conexiones (e.g. Clough *et al.*, 1989; Marcus y Thiers, 2015; Kurama *et al.*, 2018). Sin embargo, son escasos los estudios sobre análisis sísmico de este tipo de estructuras afectadas por el deterioro, transformaciones y uso en el tiempo. Es por ello que este estudio aborda justamente esta temática de vital importancia.

Existen incertidumbres con las edificaciones construidas en Santiago de Cuba, a causa del deterioro patológico en los elementos estructurales y juntas entre ellos, así como las transformaciones estructurales que han realizados los moradores. Según Socarrás y Álvarez (2019), entre las transformaciones de peso, se encuentran los tanques de agua y paredes de mampostería. Como transformaciones de peso y rigidez, los rellenos de celosías de los paneles de fachada. Dentro de las transformaciones de rigidez, las aberturas o eliminación de paneles y losas.

Hasta el momento se han realizado investigaciones, que abarcan desde la caracterización de los materiales en las condiciones actuales de explotación hasta la predicción del comportamiento sísmico partiendo de la medición de los períodos de oscilación a través de las vibraciones ambientales (T_{VA}). Socarrás *et al.* (2020a,b) obtienen en los elementos con deterioro patológico, una calidad pobre del hormigón y la resistencia a la compresión disminuye un 26% en relación a la prescrita en el proyecto original. Socarrás *et al.* (2020c) valoran la repercusión de algunas transformaciones estructurales. Socarrás *et al.* (2021a) concluyen que, en tres edificios instrumentados, los valores de T_{VA} se corresponden con períodos en el rango de los esperados ante la acción sísmica de diseño, por el deterioro

de la rigidez. Socarrás *et al.* (2021b) por vía analítica, corroboran los resultados anteriores.

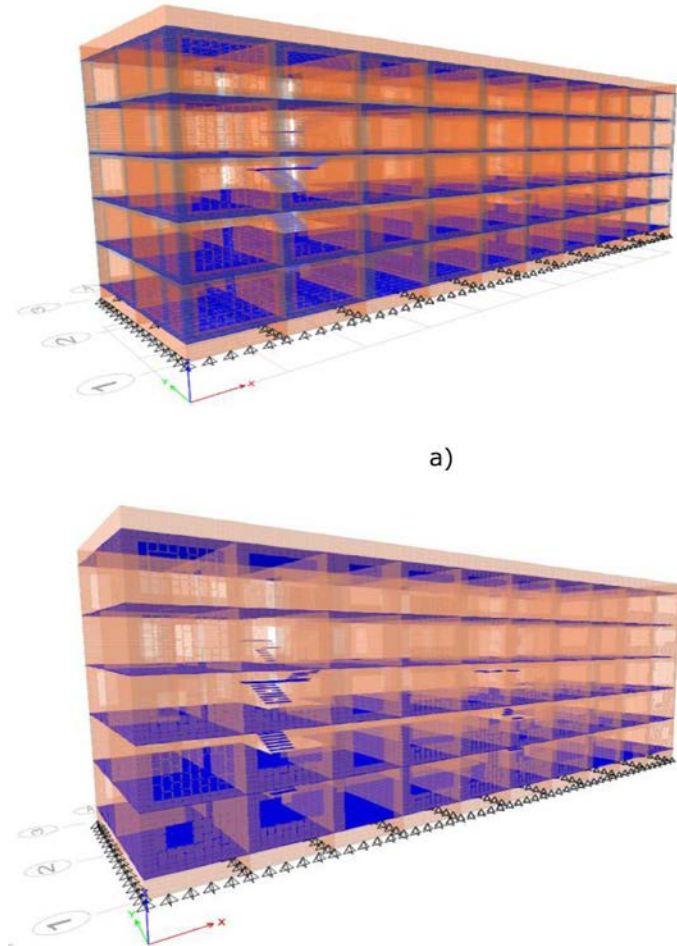
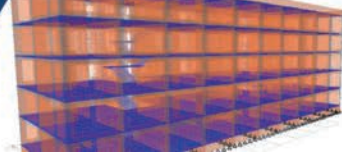
Uno de los edificios instrumentados, en estado crítico de explotación es el U-142-143 ubicado en el Distrito José Martí. Por eso, como punto de partida de una evaluación de la seguridad sísmica, urge realizar una verificación estructural en este edificio. Por lo tanto, se verifican parámetros de control globales, requerimientos actuales del diseño sismorresistente, excentricidades de los centros de masas con respecto a los centros de rigidez, desplazamientos y derivas de los pisos, rigideces torsionales, los efectos P- Δ , regularidad en planta y elevación.

Materiales y métodos

Se elaboran dos modelos multimasa del edificio U-142-143 para el análisis dinámico con ETABS v18 (CSI, 2018), partiendo de las propiedades de los materiales, la geometría y vínculos de sus elementos componentes. Un modelo refleja el edificio según el proyecto original (Variante Original) y el otro modelo es del edificio en las condiciones actuales (Variante Actual).

Los paneles se consideran simplemente apoyados en la base y se modelan, al igual que las losas, como elementos finitos tipo *shell*, unidos de forma continua entre sí para producir un sistema estructural rígido y homogéneo conforme al detallado constructivo de las juntas. Igualmente se modelan las losas de escaleras como elementos finitos tipo *shell* conectadas a los paneles y las losas. Se asume que los elementos finitos *shell* tienen comportamiento membranal y de flexión como placas delgadas, empleando elementos finitos rectangulares con relación de forma adecuados. En la Figura 1 se aprecian los isométricos de los modelos geométricos, y en la Figura 2, las elevaciones de los tres ejes longitudinales y de los ejes transversales de la variante original.

El edificio U-142-143, es de la tipología 5 niveles sin balcón, con una longitud de 32 m, ancho de 9.60 m y una altura de 14.33 m. Los paneles interiores transversales son de 12 cm de espesor, espaciados a 3.20 m y los interiores longitudinales de 15 cm de espesor, espaciados a 4.80 m. Todos los paneles exteriores en ambos sentidos, en su zona central, tienen 15 cm de espesor, pero en los bordes aumentan a 25 cm. Las losas de entrepiso y cubierta son de espesor 12 cm. En la variante actual, se redefine la geometría de las secciones de hormigón con daños patológicos,

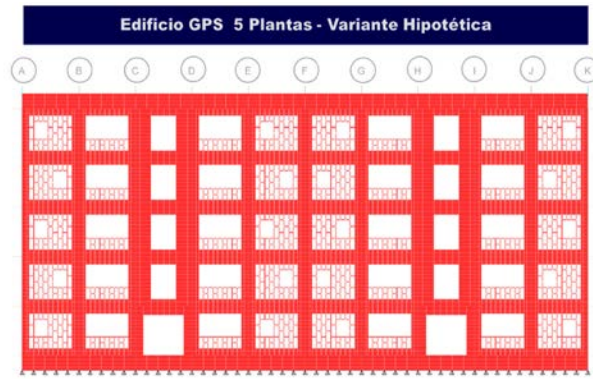


a)

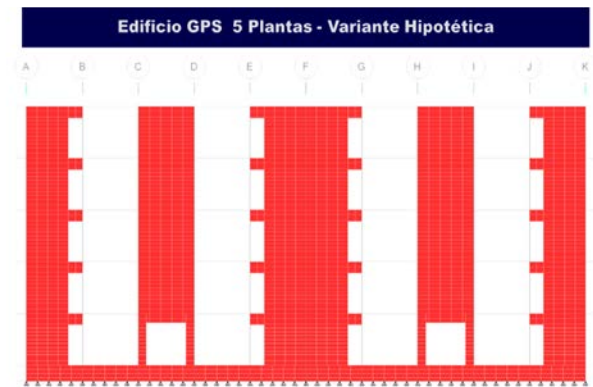
Figura 1: Modelos geométricos: a) variante original y b) variante actual

disminuyendo sus espesores un 25%. La cimentación es corrida, con vigas fundidas *in situ* de sección rectangular sobre las cuales se colocan pequeños paneles llamados zócalos. Las resistencias de los materiales se obtienen de ensayos destructivos y no destructivos al hormigón y ensayos destructivos al acero (Socarrás, 2020; Socarrás *et al.*, 2020a,b). Los resultados se resumen en la Tabla 1.

El módulo de elasticidad del hormigón prefabricado se calcula por la expresión recomendada por el ACI 318 (2019), pero con una reducción mayor del 40%, según recomienda Lewicki (1968) para las edificaciones conformadas por paneles prefabricados por la presencia de las juntas. Por otra parte, se incrementa en un 20% por ser la acción sísmica de corta duración, totalizándose una penalización del 28%. El módulo de cortante G se obtiene del módulo de elasticidad E , asumiendo para el hormigón un coeficiente de Poisson = 0.17. Para reflejar el



Elevación
Panel 1 - Dirección Longitudinal



Elevación
Panel 2 - Dirección Longitudinal



Elevación
Panel 3 - Dirección Longitudinal

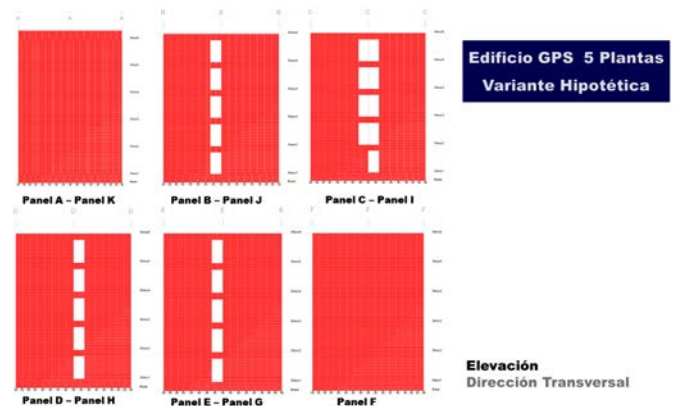


Figura 2: Elevaciones de ejes longitudinales y transversales. Variante Original

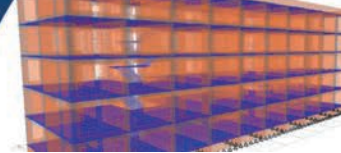


Tabla 1: Características de los materiales

Acero	Diámetro, mm	Esfuerzo de fluencia en elementos sin daños patológicos f_y , MPa	Esfuerzo de fluencia en elementos con daños patológicos f_y , MPa
Corrugado	9.5	328.72	205.45
	12	324.43	202.76
Liso	3	948.58	592.86
	6	397.40	248.37
	8	554.62	346.63
Hormigón	Resistencia a compresión f_c' , MPa	Módulo de deformación longitudinal E , MPa	
Prefabricado	16.00 ^a	13536.00 ^a	
Prefabricado	12.79 ^b	12102.23 ^b	
Relleno	10.00 ^c	10701.14 ^c	

^aHormigón prefabricado en elementos sin daños patológicos,

^bHormigón prefabricado en elementos con daños patológicos,

^cHormigón relleno de celosía

grado de fisuración y de acción inelástica que ocurre en los elementos inmediatamente antes de la fluencia, se emplean modificadores de la rigidez según FEMA 273 (1997) y ACI 318 (2019). En la Tabla 2 se resumen los modificadores de rigidez a flexión empleados. En la variante actual se obtuvieron de forma iterativa, considerando que $T_{\text{modelo}} \approx (1.02-1.15)T_{\text{VA}}$, como recomienda Socarrás (2020). Ver los valores de los períodos según las vibraciones ambientales T_{VA} en Socarrás *et al.* (2021a).

Tabla 2: Modificadores de rigidez a flexión en los modelos estructurales calibrados

Elemento	Modificadores de rigidez	
	Variante Original	Variante Actual
Paneles longitudinales interiores y exteriores	0.70 EI	0.35 EI
Paneles transversales exteriores	0.70 EI	0.35 EI
Paneles transversales interiores	0.70 EI	0.35 EI
Paneles longitudinales y transversales exteriores o interiores con daño patológico severo	-	0.15 EI
Losas	0.25 EI	0.25 EI
Losas con daño patológico severo	-	0.10 EI
Relleno de celosías	-	0.15 EI

Las cargas permanentes (G) y de utilización (Q) fueron definidas según las normas NC 283 (2003) y NC 284 (2003), respetando las consideraciones de los proyectos originales. Como carga permanente en la cubierta, tres capas de alfalto gravilla (0.28 kN/m²); en los entrepisos, relleno (0.18 kN/m²/cm), mortero (20.00 kN/m³) y mosaico (0.23 kN/m²/cm). Como carga de uso en la cubierta, para desagüe por tragante (2.00 kN/m²) y en los entrepisos para habitaciones de viviendas comunes (1.50 kN/m²). El peso propio de los elementos es generado considerando el peso específico del material (25 kN/m³), que por ser prefabricado es mucho más compacto.

Se adicionan como cargas permanentes en la variante actual: tanques de agua en los patios de servicio, muro de mampostería en las áreas multipropósitos y relleno con hormigón de las celosías que tiene algunos paneles. Se modelan las cargas sísmicas (S) según la norma NC 46 (2017), con el Método del Espectro de Respuesta (MER) y el Método Estático Equivalente (MEE) utilizando los períodos fundamentales del análisis modal. Se consideran las tres componentes fundamentales de un sismo, los dos horizontales y la vertical, combinando el 100% de la carga sísmica en una de las direcciones principales, simultáneamente con el 30% en las restantes direcciones. La carga sísmica en la dirección vertical se modela como un incremento de la carga permanente total que incluye el peso propio de la estructura. Este incremento se estima como el 20% de la carga permanente mencionada anteriormente por la aceleración de respuesta para un período corto determinado en el espectro de diseño para el perfil de suelo considerado.

También en cada uno de los pisos se consideraron las excentricidades accidentales de los centros de masas respecto a los centros de rigideces. Para el MER se utilizó como fórmula de superposición modal la CQC (*complete quadratic combination*), porque considera la proximidad de los modos en la respuesta, a través de los coeficientes de correlación modal. Se verifica que la suma de los factores de contribución modal sea la unidad, como propone Chopra (2014). Así debe verificarse que para todas las variantes se alcance una participación de al menos un 90%, en este trabajo se aproximan al 80% de participación con 500 modos por variante. A partir de 500 modos se demuestra que sus contribuciones resultan despreciables por lo que



se fija este valor con vistas a no incrementar los costos computacionales. El espectro de respuesta de diseño utilizado se elaboró para edificios de viviendas construidos en la ciudad de Santiago de Cuba, considerando la ubicación de los edificios estudiados y reducciones de las ordenadas espectrales para la disipación de energía del gran panel Soviético asumida en la investigación. A continuación, se detallan las consideraciones para la elaboración de dicho espectro.

Zona de peligro sísmico muy alto (5), donde las aceleraciones horizontales máximas del suelo (0.30g) para el sismo de diseño se corresponden no solo con la zona sísmica sino también con la categoría de la obra. En el caso de edificios de viviendas, clasificados como “ordinarios”, se recomienda un “sismo básico”, el cual para períodos de vida útil de 50 años y una probabilidad de excedencia aceptada de un 10% se corresponden con un período de retorno de 475 años del sismo de diseño.

Tipo de suelo: perfil D, asociados a suelos rígidos de cualquier espesor que cumpla con el criterio de velocidad de la onda de cortante ($180 \text{ m/s} \leq V_s \leq 360 \text{ m/s}$), o perfiles de suelos rígidos de cualquier espesor que cumpla cualquiera de las dos condiciones mostradas a continuación:

1)	$15 \leq N \leq 50$	N número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, golpes/pie
2)	$50 \text{ kPa} \leq s_u \leq 100 \text{ kPa}$	s_u resistencia media al corte del ensayo no drenado en los estratos de suelos cohesivos

Sistema estructural: E2 (sistema de muros)

Factor de reducción por ductilidad $R = 1.5$, asumiendo respuesta cuasi elástica. Aunque la norma NC 46 (2017) recomienda hasta un valor de 4, se valora que son estructuras prefabricadas proyectadas por códigos derogados, con poca ductilidad del acero de los elementos estructurales y un detallado inadecuado del refuerzo de las secciones de los elementos.

Las combinaciones de cargas empleadas son:

- Combo 1: $1.2G+0.25Q+1.0S_x+0.3S_y+0.3S_z$
- Combo 2: $1.2G+0.25Q+0.3S_x+1.0S_y+0.3S_z$
- Combo 3: $1.2G+0.25Q+0.3S_x+0.3S_y+1.0S_z$
- Combo 4: $0.9G+1.0S_x+0.3S_y+0.3S_z$
- Combo 5: $0.9G+0.3S_x+1.0S_y+0.3S_z$
- Combo 6: $0.9G+0.3S_x+0.3S_y+1.0S_z$
- Combo 7: $1.2G+1.6Q$

Resultados

A continuación, se detalla el análisis de la verificación estructural en el sistema prefabricado gran panel Soviético. Se establecen las comparaciones entre la variante original y la variante actual. En la Tabla 3 se verifican los requerimientos actuales del diseño sismorresistente.

Tabla 3: Chequeo de requerimientos actuales del diseño sismorresistente en el sistema prefabricado gran panel Soviético

Espesor elemento, mm	Espesor mínimo, mm	f'_c , MPa	$f'_{c \text{ min}}$, MPa	Diámetros de aceros, mm	f_y , MPa	f_y recomendada, MPa	Espaciamento entre barras, mm			
Losa										
120	140 - 250	16.00	17.00	6	397.40	Flexión	$f_{y \text{ máx}}$ 550	150 y 200	Máx.	240
				8	554.62				Cortante fricción	$f_{y \text{ máx}}$ 420
				9.5	328.72					
Panel										
120 ó 150	108	16.00	17.00	3	948.58	Flexión, axial cortante	$f_{y \text{ máx}}$ 550	150 y 200	Máx.	360
				12	324.43					

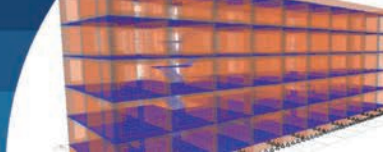


Tabla 4: Magnitudes de respuesta estructural en el edificio U-142-143

Variante Original					
Magnitudes de respuestas			Método de cálculo		
			MEE	MER	MER (85% del MEE según NC 46 2017)
Peso del edificio, kN	19005.90	Cortante basal longitudinal, kN	8742.70	6603.0	7431.30
Período longitudinal, s	0.209	Cortante basal transversal, kN	8742.70	6145.11	7431.30
Período transversal, s	0.153	Coefficiente sísmico longitudinal	0.46	-	-
Período de torsión, s	0.130	Coefficiente sísmico transversal	0.46	-	-
Variante Actual					
Magnitudes de respuestas			MEE	MER	MER (85% del MEE según NC 46:2017)
Peso del edificio, kN	20198.15	Cortante basal longitudinal, kN	9291.15	7573.40	7897.60
Período longitudinal, s	0.270	Cortante basal transversal, kN	9291.15	6847.20	7897.60
Período transversal, s	0.221	Coefficiente sísmico longitudinal	0.46	-	-
Período de torsión, s	0.188	Coefficiente sísmico transversal	0.46	-	-

En la Tabla 4 se muestran las magnitudes de respuesta estructural como los períodos fundamentales de oscilación, los cortantes basales y los coeficientes sísmicos; obtenidos con el MEE y el MER.

En la Tabla 5 y Figura 3 se muestra la variación de los centros de masa CM y centro de rigidez CR, de la variante actual en relación a la variante original. Igualmente, en la Tabla 5 aparecen las excentricidades entre el CM y CR.

En la Tabla 6 se detallan los desplazamientos horizontales absolutos y relativos promedios para las dos direcciones

Tabla 5: Coordenadas y variación de los centros de masa y rigidez CM y CR, y excentricidades en el edificio U-142-143

Centro de rigidez								
Piso	Variante original		Variante actual		Variación CR		Variación CR	
	XCR, m	YCR, m	XCR, m	YCR, m	X, m	Y, m	X, %	Y, %
5	16.040	8.794	16.337	7.255	0.298	-1.539	1.86	-17.50
4	16.031	8.602	16.372	7.052	0.340	-1.550	2.12	-18.02
3	16.024	8.202	16.428	6.668	0.404	-1.534	2.52	-18.71
2	16.024	7.701	16.522	6.187	0.508	-1.514	3.17	-19.66
1	16.002	6.901	16.865	5.524	0.863	-1.377	5.39	-19.96
0	16.000	4.802	16.001	4.802	0.001	0.000	0.00	0.00
Centro de masa								
Piso	Variante original		Variante actual		Variación CM		Variación CM	
	XCM, m	YCM, m	XCM, m	YCM, m	X, m	Y, m	X, %	Y, %
5	16.003	4.815	16.000	4.800	-0.003	-0.015	-0.02	-0.31
4	15.965	4.448	15.968	4.220	0.003	-0.228	0.02	-5.13
3	15.965	4.448	15.970	4.043	0.005	-0.405	0.03	-9.11
2	15.965	4.448	15.970	4.023	0.005	-0.425	0.03	-9.55
1	15.966	4.450	16.392	4.139	0.426	-0.311	2.67	-6.99
0	15.967	4.641	16.402	4.331	0.435	-0.310	2.72	-6.68
Excentricidades en planta								
Piso	Variante original		Variante actual		Variación Excentricidad			
	Ex, m	Ey, m	Ex, m	Ey, m	X, m	Y, m		
5	-0.037	-3.979	-0.337	-2.455	-0.301	1.524		
4	-0.066	-4.154	-0.404	-2.832	-0.337	1.322		
3	-0.059	-3.754	-0.457	-2.625	-0.399	1.129		
2	-0.049	-3.253	-0.552	-2.164	-0.503	1.089		
1	-0.036	-2.451	-0.473	-1.385	-0.437	1.066		
0	-0.033	-0.161	0.401	-0.471	0.434	-0.310		

principales de actuación del sismo y giros relativos de los pisos, obtenidos por el MEE. En la Figura 4 se comparan los desplazamientos entre las direcciones X e Y de variante original y la actual.

En la Tabla 7 aparecen las rigideces de los pisos a torsión estimadas con el MEE para la acción sísmica en la dirección de X. En la Figura 5 se observa el cambio, para cada uno de los pisos, de las rigideces relativas traslacionales y torsionales de la variante actual en relación a la original.

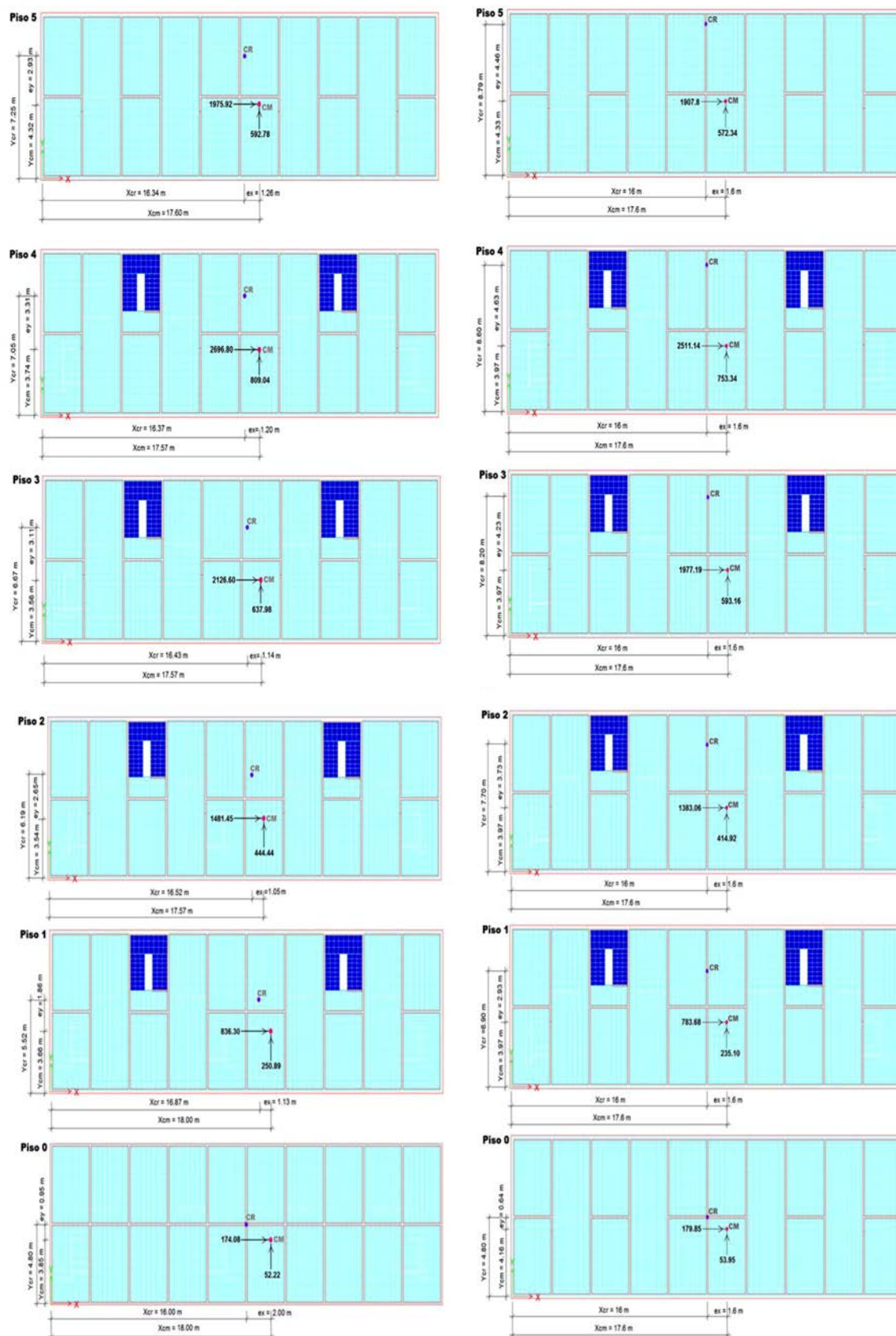
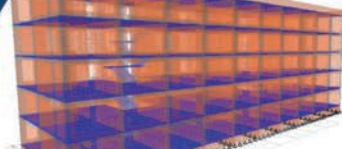


Figura 3: Posiciones de los centros de masa y rigidez. Variante actual y Variante original

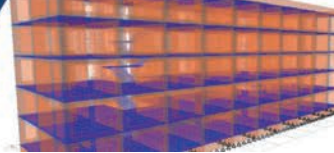


Tabla 6: Desplazamientos y derivas de los pisos en la variante original y actual del U-142-143.

Variante Original					
Piso	Dirección X			Dirección Y	
	Puntal m	Deriva mm	Desplazamiento mm	Deriva mm	Desplazamiento mm
5	13.50	0.824	7.157	0.791	4.629
4	10.80	1.227	6.333	0.941	3.838
3	8.10	1.543	5.106	1.022	2.897
2	5.40	1.666	3.563	0.980	1.876
1	2.70	1.624	1.898	0.768	0.896
Variante Actual					
Piso	Dirección X			Dirección Y	
	Puntal m	Deriva mm	Desplazamiento mm	Deriva mm	Desplazamiento mm
5	13.50	1.415	12.534	1.726	10.022
4	10.80	2.210	11.119	2.057	8.297
3	8.10	2.815	8.909	2.213	6.240
2	5.40	2.961	6.094	2.115	4.028
1	2.70	2.860	3.134	1.586	1.913

Tabla 7: Rigidez torsional de cada uno de los pisos

Variante Original			
Piso	Desplazamiento angular, rad	Drifts angular rad	Rigidez torsional GNm/rad
5	0.000138	0.000026	327.19
4	0.000112	0.000030	659.24
3	0.000082	0.000031	851.00
2	0.000051	0.000029	977.23
1	0.000022	0.000021	1162.53
0	0.000001	0.000001	6554.99
Variante Actual			
5	0.000179	0.000032	181.25
4	0.000147	0.000040	358.23
3	0.000107	0.000043	445.02
2	0.000064	0.000038	520.73
1	0.000026	0.000024	660.58
0	0.000002	0.000002	4718.46

La Tabla 8 muestra la verificación de la regularidad en planta y elevación según la norma NC 46 (2017).

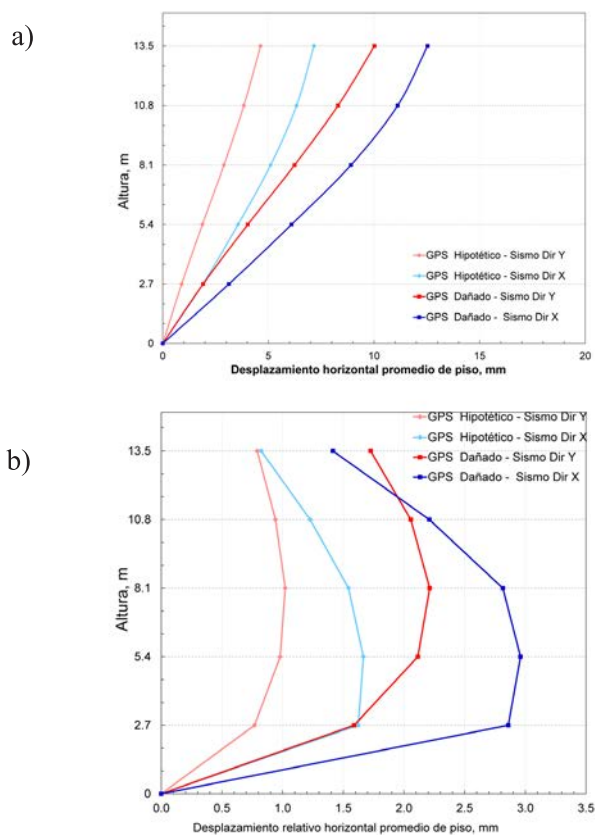


Figura 4: Comparación de desplazamientos entre direcciones X e Y. Variante Original Actual. a) Desplazamientos horizontales de piso y b) desplazamientos horizontales relativos

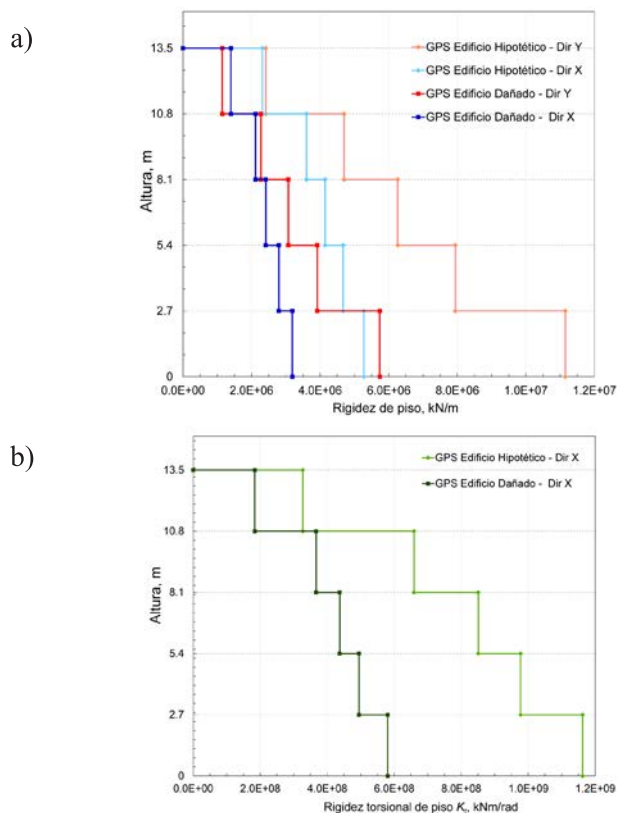


Figura 5: Cambio de la: a) rigidez de piso y b) rigidez torsional

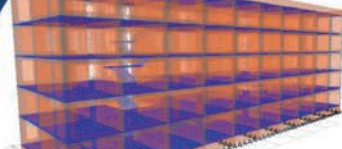
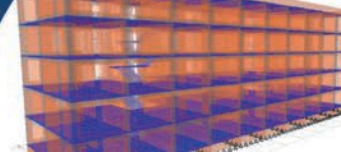


Tabla 8: Verificación de las irregularidades

Irregularidad en elevación V1-A										
Variante Original										
Piso	K_x , MN/m	K_y , MN/m	K_i/K_{i+1}				$K_i / ((K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3})/3)$			
			Dir X %	Chequeo $\geq 70\%$	Dir Y %	Chequeo $\geq 70\%$	Dir X %	Chequeo $\geq 80\%$	Dir Y %	Chequeo $\geq 80\%$
5	231.67	2411.88	-	-	-	-	-	-	-	-
4	360.14	4696.01	155.5	Cumple	194.7	Cumple	-	-	-	-
3	4145.26	6261.51	115.1	Cumple	133.3	Cumple	-	-	-	-
2	4670.78	7942.00	112.7	Cumple	126.8	Cumple	139.2	Cumple	178.2	Cumple
1	5274.33	11149.57	112.9	Cumple	140.4	Cumple	127.4	Cumple	177.0	Cumple
Variante Actual										
5	1396.41	1145.13	-	-	-	-	-	-	-	-
4	2114.83	2272.17	151.5	Cumple	198.4	Cumple	-	-	-	Cumple
3	2415.39	3073.14	114.2	Cumple	135.3	Cumple	-	-	-	Cumple
2	2797.08	3916.18	115.8	Cumple	127.4	Cumple	141.6	Cumple	181.0	Cumple
1	3188.35	5737.62	114.0	Cumple	146.5	Cumple	130.5	Cumple	185.9	Cumple
irregularidad en elevación V2										
Variante Original										
Piso	W_{st} , kN	$W_{st}/W_{st-1} \leq 150\%$		$W_{st}/W_{st+1} \leq 150\%$						
		%	Chequeo	%	Chequeo					
5	1300.42	69.51	Cumple	-	-					
4	1870.72	99.94	Cumple	143.86	Cumple					
3	1871.92	100.00	Cumple	100.06	Cumple					
2	1871.92	99.89	Cumple	100.00	Cumple					
1	1873.94	95.67	Cumple	100.11	Cumple					
0	1958.73	-	-	104.52	Cumple					
Variante Actual										
5	1300.42	64.29	Cumple	-	-					
4	2022.58	93.05	Cumple	155.53	No cumple					
3	2173.59	101.21	Cumple	107.47	Cumple					
2	2147.66	101.63	Cumple	98.81	Cumple					
1	2113.15	96.73	Cumple	98.39	Cumple					
0	2184.51	-	-	103.38	Cumple					
irregularidad en planta H1-A										
Variante Original										
Piso	$(\text{Drift max/Drift min}) \leq 1.5$			$(\text{Drift max/Drift min}) \leq 1.5$						
	Variación de deriva Dir. X mm	Variación vs valor min #veces	Chequeo	Variación de deriva Dir. Y mm	Variación vs valor min #veces	Chequeo				
5	-0.221	1.31	Cumple	0.268	1.41	Cumple				
4	-0.248	1.22	Cumple	0.328	1.42	Cumple				
3	-0.254	1.18	Cumple	0.365	1.44	Cumple				
2	-0.233	1.15	Cumple	0.359	1.45	Cumple				
1	-0.169	1.11	Cumple	0.308	1.50	Cumple				
Variante Actual										
5	-0.234	1.18	Cumple	-0.431	1.29	Cumple				
4	-0.273	1.13	Cumple	-0.559	1.31	Cumple				
3	-0.290	1.11	Cumple	-0.647	1.34	Cumple				
2	-0.235	1.08	Cumple	-0.605	1.33	Cumple				
1	-0.113	1.04	Cumple	-0.340	1.24	Cumple				

K_x , K_y : rigidez en relación a x o y; K_i : rigidez del nivel i; W_s : peso sísmico; W_{st} : peso sísmico del nivel i



En la Tabla 9 se verifica con el MEE el efecto $P-\Delta$ para las dos direcciones principales de actuación del sismo según la norma NC 46 (2017). Los valores de los coeficientes C_d y β son 1.5 y 1.0 respectivamente, para todos los casos.

Análisis de resultados

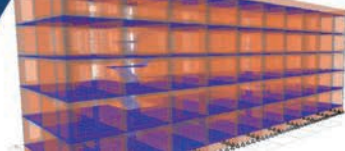
Al verificar las propiedades de los elementos prefabricados que conforman la edificación con los requerimientos actuales del diseño sismorresistente según el ACI 318 (2019), resumidos en la Tabla 3, se concluye que no se

cumple con los espesores mínimos requeridos para las losas y paneles, así como el detallado del acero en los paneles es inadecuado, debido a que no tienen cercos de confinamiento de la sección transversal para unir las dos mallas. FEMA 273 (1997) y FEMA 310 (1998) exponen que la aparición de los daños sísmicos potenciales en las estructuras prefabricadas de paneles, es por la capacidad insuficiente a cortante y/o flexión de los paneles, falta de confinamiento en sus bordes, longitud de empalme inadecuada para el refuerzo longitudinal, aberturas muy

Tabla 9: Verificación de los efectos $P-\Delta$

Variante Original								
Piso	Dir - X P, kN	Dir - X V, kN	Dir - X Drifts, m	Puntal m	Dir - X CitaAdim	Valor max $0.5/(\beta C_d)$ Cita Adim.	Dir - X Cita máx Adim.	Estabilidad Dir - X
5	1632.95	1907.80	0.000791	2.70	0.00025	0.33	0.25	Cumple
4	5000.72	4418.94	0.000941	2.70	0.00039	0.33	0.25	Cumple
3	8419.34	6396.13	0.001022	2.70	0.00050	0.33	0.25	Cumple
2	11847.07	7779.19	0.000980	2.70	0.00055	0.33	0.25	Cumple
1	15285.69	8562.87	0.000768	2.70	0.00051	0.33	0.25	Cumple
Piso	Dir - Y P, kN	Dir - Y V, kN	Dir - Y Drifts, m	Puntal m	Dir - Y CitaAdim.	Valor max $0.5/(\beta C_d)$ Cita Adim.	Dir - Y Cita máx Adim.	Estabilidad Dir - Y
5	1632.95	1907.80	0.000824	2.70	0.00026	0.33	0.25	Cumple
4	5000.72	4418.94	0.001227	2.70	0.00051	0.33	0.25	Cumple
3	8419.34	6396.13	0.001543	2.70	0.00075	0.33	0.25	Cumple
2	11847.07	7779.19	0.001666	2.70	0.00094	0.33	0.25	Cumple
1	15285.69	8562.87	0.001624	2.70	0.00107	0.33	0.25	Cumple
Variante Actual								
Piso	Dir - X P, kN	Dir - X V, kN	Dir - X Drifts, m	Puntal m	Dir - X CitaAdim.	Valor max $0.5/(\beta C_d)$ Cita Adim.	Dir - X Cita máx Adim.	Estabilidad Dir - X
5	1632.95	1975.92	0.001415	2.70	0.00043	0.33	0.25	Cumple
4	5162.33	4672.72	0.002210	2.70	0.00090	0.33	0.25	Cumple
3	8905.85	6799.32	0.002815	2.70	0.00137	0.33	0.25	Cumple
2	12626.83	8280.77	0.002961	2.70	0.00167	0.33	0.25	Cumple
1	16318.54	9117.07	0.002860	2.70	0.00190	0.33	0.25	Cumple
Piso	Dir - Y P, kN	Dir - Y V, kN	Dir - Y Drifts, m	Puntal m	Dir - Y CitaAdim.	Valor max $0.5/(\beta C_d)$ Cita Adim.	Dir - Y Cita máx Adim.	Estabilidad Dir - Y
5	1632.95	1975.92	0.001726	2.70	0.00053	0.33	0.25	Cumple
4	5162.33	4672.72	0.002057	2.70	0.00084	0.33	0.25	Cumple
3	8905.85	6799.32	0.002213	2.70	0.00107	0.33	0.25	Cumple
2	12626.83	8280.77	0.002115	2.70	0.00119	0.33	0.25	Cumple
1	16318.54	9117.07	0.001589	2.70	0.00105	0.33	0.25	Cumple

Cita Adim: coeficiente de inestabilidad adimensional



grandes, espesores insuficientes y conexiones inadecuadas. Por lo tanto, el sistema muestra vulnerabilidades intrínsecas a su concepción.

Tampoco se cumple con la calidad del hormigón, ni con la calidad del acero para las barras de diámetro 3 mm, que conforman las mallas electrosoldadas de los paneles. Estas barras de 3 mm tienen, además, un esfuerzo de fluencia superior al recomendado, y son barras lisas con un comportamiento no dúctil, al no poseer un escalón de fluencia definido, como se observa en Socarrás (2020). Carrillo y Alcocer (2013) observaron en sus ensayos, la fractura súbita de mallas electrosoldadas, argumentando que esto conduce a un modo de falla frágil e indeseable. Por eso, plantean que para el diseño sísmico de muros cuyo refuerzo a cortante en el alma es con malla electrosoldada de aceros de poca ductilidad, la reducción de la cuantía de refuerzo en proporción al aumento del esfuerzo de fluencia no se debe permitir por los reglamentos.

Como en los paneles también se usan aceros dúctiles de 12 mm, la poca reserva de ductilidad del sistema, dependerá en alguna medida del estado tenso-deformacional a que estén sometidos estos aceros debido a las acciones sísmicas de cálculo. No obstante, se mantiene la hipótesis de que un adecuado comportamiento sísmico estaría en correspondencia con un comportamiento cuasielástico, como justifica el factor de reducción de ductilidad natural asumido de 1.5.

Cuando se valoran los parámetros de control global de la Tabla 4, se aprecian cambios en relación a la variante original, con los mayores incrementos en los períodos fundamentales. Al comparar los períodos fundamentales de la variante actual, con el empírico determinado por Oliva (2001), se evalúan incrementos del 63.6% en el período longitudinal; 33.9% y 13.9% en los períodos transversal y de torsión, respectivamente. El aumento de los períodos se debe tanto a la disminución de rigideces por la presencia de daños patológicos, como al incremento del peso sísmico por las modificaciones realizadas por los moradores.

Igualmente son mayores los períodos longitudinales en ambas variantes, en relación a los períodos transversales. Esto evidencia que la edificación tiene menor rigidez en la dirección longitudinal, incluso en la variante original. Socarrás *et al.* (2021a) argumentan que: ... teniendo en

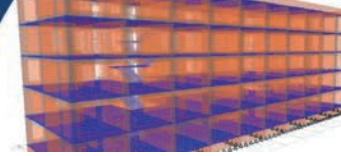
cuenta, la relación de las dimensiones de largo (16 m) y ancho (9.6 m) de las edificaciones, estas deberían tener mayor rigidez en la dirección longitudinal y, por tanto, menores valores de los períodos fundamentales longitudinales. Sin embargo, tienen mayor rigidez en la dirección transversal por ser el área de paneles longitudinales en todos los niveles menor que el área de paneles transversales.”

Por otro lado, los cortantes basales longitudinales y transversales sufren ligeros incrementos en la variante actual, aumentan por el incremento del peso sísmico, no por el incremento de los períodos longitudinales y transversales; porque estos son mayores que el período de esquina (T_1) y se mantienen en la meseta del espectro. Por eso los coeficientes sísmicos por el MEE, se mantienen constantes en la dirección longitudinal y transversal. Los incrementos del cortante basal, están en el orden del 6% en la dirección longitudinal y del 15% en la transversal.

Se observa en la Figura 3 y Tabla 5, que el edificio en la variante original tiene excentricidades en planta, significativas en la dirección de Y a causa que los paneles de la fachada posterior (eje 3) tienen menos ventanas que los de la fachada principal (eje 1) e incluso que los paneles del eje intermedio (eje 2) debilitados por la presencia de grandes vanos para lograr espacios multifuncionales.

En la variante actual se perciben cambios en la posición de los CM, CR y en las excentricidades resultantes respecto a la variante original. Las variaciones en la posición de los CR son más significativas que aquellas de los CM, estas últimas a causa de las transformaciones de peso realizadas por los moradores, en el caso de los rellenos de celosías también causan modificaciones en los CR conjuntamente con los daños patológicos. El incremento de la rigidez de los paneles de fachada debido a los rellenos de celosías, conduce a que, en la variante actual, el CR se aleje del eje 3 (eje de mayor rigidez) reduciéndose las excentricidades en la dirección Y, por lo que en consecuencia se incrementen las sollicitaciones sísmicas en dichos paneles de fachada no aparejado con un incremento de su resistencia. Pero como esta rigidez es “instantánea” por los materiales informales que se usan y la forma de colocación de las celosías unido a un daño patológico concentrado en estos paneles, se condiciona aún más su riesgo de fallo.

Luego se estiman los resultados de las Tablas 6 y 7, así como



de las Figuras 4 y 5. Tanto en la variante original, como en la actual, las rigideces en la dirección X son menores (del primer al cuarto nivel), que en Y. Las rigideces sufren disminuciones en la variante actual respecto a la original de 48.5% en X, 39.5% en Y y la torsional de un 44.6%. Consecuentemente, los desplazamientos en la dirección X son mayores, con un 65% superior que la variante original. Sin embargo, los desplazamientos se incrementan más en la dirección Y (113%). A la par, los desplazamientos relativos son mayores en la dirección Y, solo para el quinto nivel. A pesar de los incrementos de desplazamientos, la deriva es menor que la admisible ofrecida por la norma NC 46 (2017).

La valoración de la deriva puede ser más conservadora teniendo en cuenta que el refuerzo de los paneles es con mallas electrosoldadas. Carrillo y Alcocer (2013) proponen que, los factores de seguridad para los niveles de deriva permitidos deben ser más altos en los muros con mallas electrosoldadas que los utilizados para los muros reforzados con barras corrugadas de bajo carbono. A causa que, la capacidad de desplazamiento puede estar limitada por la baja capacidad de alargamiento del alambre de refuerzo estirado en frío. Esto implica que la deriva admisible debe ser menor, lo que conlleva evidentemente a un análisis más conservador.

En la evaluación de los desplazamientos, se deben atender los resultados de López y Music (2016). Dichos autores, obtienen desplazamientos considerando modificadores de rigidez a flexión, con valores inferiores, al desplazamiento calculado según la ordenada del espectro elástico de desplazamiento para un 5% de amortiguamiento respecto del crítico, correspondiente al período agrietado de mayor masa traslacional en la dirección analizada multiplicada por 1.3, como regula el decreto DS61 (2011). En esta investigación que aborda la revisión estructural de las edificaciones existentes, al emplear modificadores de rigidez a flexión se obtienen desplazamientos menos conservadores que aquellos determinados por formulaciones aproximadas en reglamentos sísmicos. Esto conduce a mayor precisión en el chequeo de estados límites que dependen de la rigidez del sistema.

Teniendo en cuenta los resultados de la Tabla 8, se justifica el empleo del MEE como calibrador de los modelos estructurales. A pesar de que el edificio objeto de

estudio posee significativas excentricidades en planta en la dirección del eje Y, tiene grandes rigideces torsionales de los pisos en relación con sus rigideces laterales. Esto condiciona que los giros de los pisos con respecto a los CR alcancen valores pequeños que garantiza que se cumpla lo especificado en la NC46 (2017), en relación a las irregularidades H1A, V1A y V2. Finalmente, del análisis de la Tabla 9, se obtiene que los efectos P- Δ , se pueden despreciar, ya que se cumple con la verificación de estabilidad. Aunque en el edificio en las condiciones actuales de explotación el margen de seguridad es mucho menor.

Conclusiones

El sistema prefabricado gran panel Soviético muestra vulnerabilidades intrínsecas a su concepción, ya que no cumple con todos los requerimientos actuales del diseño sismorresistente. Los espesores mínimos requeridos para las losas y paneles, así como el detallado del acero en los paneles, son inadecuado, no obedecen al diseño conceptual. Tampoco se cumple con la calidad del hormigón, ni con la calidad del acero para las barras de diámetro 3 mm que carecen de un escalón de fluencia definido. Lo anterior condiciona que un buen comportamiento sísmico solo sería posible para estados tensionales que garanticen un comportamiento cuasielástico de sus elementos estructurales. El edificio analizado en las condiciones actuales de explotación evidencia los mayores incrementos en los períodos fundamentales de oscilación traslacionales y de torsión. Esto se debe tanto a la disminución de rigideces por la presencia de daños patológicos, como al incremento del peso sísmico por la colocación de tanques de agua y adición de paredes de mampostería.

A pesar de que el edificio objeto de estudio posee significativas excentricidades en planta en la dirección del eje Y, tiene grandes rigideces torsionales de los pisos en relación con sus rigideces laterales. Esto condiciona que los giros de los pisos con respecto a los CR alcancen valores pequeños que garantiza que se cumpla lo especificado en la NC 46 (2017), en relación a las irregularidades H1A, V1A y V2, justificándose el empleo del MEE como calibrador de los modelos estructurales. Se aprecia también, variaciones en la posición del centro de masa, centro de rigidez y en sus correspondientes excentricidades con relación a la variante original. Específicamente las rigideces



sufren disminuciones significativas incrementándose los desplazamientos laterales y giros de los pisos. Aunque los desplazamientos laterales se mantienen en los rangos admisibles, cumpliéndose especificaciones relacionadas a la rigidez del sistema, el margen de seguridad es mucho menor. El edificio U-142-143, aún en las condiciones críticas de explotación puede conservar rigidez ante la acción sísmica, pero se impone, la necesidad de realizar una verificación de la capacidad resistente de los elementos estructurales y evaluación de su desempeño, sobre todo por la redistribución de esfuerzos por el cambio de la posición del centro de rigidez, así como los daños patológicos presentes.

La investigación realizada permite concluir que debe prestarse especial atención a la evolución de los daños patológicos por su incidencia en la verificación estructural de aquellas especificaciones que dependen de la rigidez del sistema. Aún en las condiciones críticas de explotación puede conservar rigidez ante la acción sísmica. Aunque se impone la necesidad de evaluar la seguridad sísmica, a través de la verificación de la capacidad resistente de los elementos y juntas estructurales, sobre todo por la redistribución de esfuerzos por el cambio de la posición del centro de rigidez y de masa, así como los daños patológicos presentes.

Referencias

ACI 318 (2019). *Building code requirements for structural concrete*. American Concrete Institute ACI. Washington DC, USA

Carrillo, J. and Alcocer, S.M. (2013). Shear strength of reinforced concrete walls for seismic design of low-rise housing. *ACI Structural Journal* 110(3), 415-426

Chopra, A. (2014). *Dinámica de estructuras*. Pearson Educación, México

Clough, R.W., Malhas, F. and Oliva, M.G. (1989). Seismic behavior of large panel precast concrete walls: analysis and experiment. *PCI Journal* 34(2), 42-66

CSI (2018). ETABS v18. Computers & Structures, Inc. CSI. Structural and earthquake engineering software. USA

DS61 (2011). Decreto Supremo N°61. Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Santiago, Chile

FEMA 310 (1998). *Handbook for the seismic evaluation of buildings*. Federal Emergency Management Agency FEMA. Washington DC, USA

FEMA P-154 (2015). *Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards: A Handbook*. Federal Emergency Management Agency FEMA. Washington DC, USA

FEMA 273 (1997). *NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Federal Emergency Management Agency FEMA, Washington DC, USA

Kurama, Y.C., Sritharan, S., Fleischman, R.B., Restrepo, J.I., Henry, R.S., Cleland, N.M., Ghosh, S.K. and Bonelli, P. (2018). Seismic-resistant precast concrete structures: state of the art. *Journal of Structural Engineering* 144(4), p.03118001.

Lewicki, B. (1968). *Edificios de viviendas prefabricadas con elementos de grandes dimensiones*. Arkady, Polonia

López, C. y Music, J. (2016). Análisis del período y desplazamiento de edificios de hormigón armado considerando distintos grados de rigidez en sus elementos resistentes. *Obras y Proyectos* 19, 33-47

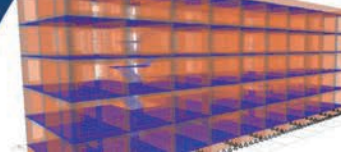
Marcus, J. y Thiers, R. (2015). Control del daño sísmico estructural en pórticos prefabricados de hormigón armado a través de uniones híbridas autocentrantes. *Obras y Proyectos* 18, 46-55

NC 283 (2003). Densidad de materiales naturales, artificiales y de elementos de construcción como carga de diseño. Comité Estatal de Normalización, La Habana, Cuba

NC 284 (2003). Edificaciones. Cargas de uso. Comité Estatal de Normalización, La Habana, Cuba

NC 46 (2017). Construcciones sismo resistentes. Requisitos básicos para el diseño y construcción. Comité Estatal de Normalización, La Habana, Cuba

Oliva, R. (2001). Determinación experimental del periodo fundamental de vibración de estructuras para la evaluación de la vulnerabilidad en Cuba. Grupo de Ingeniería Sísmica. Centro Nacional de Investigaciones Sismológicas. Cuba



Socarrás, Y.C. y Álvarez, E. (2019). Factores causantes de daños potenciales en el Gran Panel Soviético. *VI Jornada Internacional de Ingeniería Civil*. Holguín, Cuba

Socarrás-Cordoví, Y.C., González-Díaz, I., Alvarez-Deulofeu, E., González -Fernández, M.M., Roca-Fernández, E. and Torres-Shoembert, R. (2020a). Valuation of the durability of the concrete used in the precast Great Soviet Panel System. *Revista Facultad de Ingeniería* 29(54), e10486

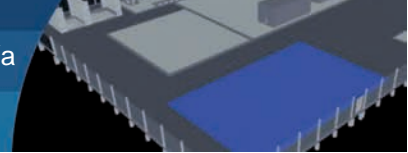
Socarrás, Y.C., González, I., Alvarez, E., González, M.M. y Roca, E. (2020b). Evaluación de la calidad del hormigón en edificaciones construidas con el sistema prefabricado gran panel soviético. *Tecnología Química* 40(2), 264-277

Socarrás, Y.C., Alvarez, E. y Moreno, E. (2020c). Repercusiones de las contravenciones estructurales e incremento de peso en el Sistema Gran Panel Soviético en Santiago de Cuba. *Revista de Obras Públicas* 3623, 74-82

Socarrás, Y.C. (2020). *Procedimiento para la evaluación de daños sísmicos potenciales en el sistema prefabricado Gran Panel Soviético*. Tesis doctoral, Universidad de Oriente, Cuba

Socarrás, Y., Álvarez, E. and Lora, F. (2021a). Forecasts on the seismic behavior of buildings constructed with the Great Soviet Panel. *DYNA* 88(216), 145-151

Socarrás, Y., Álvarez, E. and Lora, F. (2021b). Changes in the fundamental periods of buildings constructed with the Great Soviet Panel. *ESTOA* 10(19), 220-235



Propuesta de implementación de la metodología BIM 5D para obras de cimentaciones industriales en la Planta de Oxígeno de Arauco

BIM 5D methodology implementation proposal for industrial foundation works in the Oxygen Plant in Arauco

Fecha de entrega: 6 de septiembre 2021
Fecha de aceptación: 15 de noviembre 2021

Guillermo Bustamante, Joaquín Ochoa y Felipe González

Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, Alonso de Ribera 2850, Casilla 297, Concepción, Chile, gbustamante@ucsc.cl, jochoa@ing.ucsc.cl, fgonzalez@ucsc.cl

Debido al crecimiento de la industria de arquitectura, ingeniería y construcción (AEC), es primordial la actualización de las metodologías de trabajo sobre todo en la etapa de diseño y construcción, ya que aquí es donde se concentra el costo del proyecto. El objetivo principal es la gestión de información para la prevención de errores y correcta ejecución del proyecto. El presente documento propone una estrategia para la implementación de la metodología BIM en 5D, incluyendo un modelo 3D, tiempo y costo, en una empresa de construcción industrial, específicamente en las obras civiles. Dicha estrategia fue diseñada en base al proyecto Planta de Oxígeno, de modo de establecer los pasos de la metodología. Para luego aplicar la metodología BIM en el proyecto, evidenciando los beneficios en costos de las actividades y estimando el costo de implementación BIM.

Palabras clave: gestión de la información, metodología, BIM 5D, obras civiles, costos

Due to the growth of the architecture, engineering and construction industry (AEC), it is essential to update the work methodologies, especially in the design and construction stage, since this is where the cost of the project is concentrated. The main objective is the management of information for the prevention of errors and the correct execution of the project. This document proposes a strategy for the implementation of the BIM methodology in 5D, including a 3D model, time and cost, in an industrial construction company, specifically in civil works. This strategy was designed on the basis of the Oxygen Plant project, in order to establish the steps of the methodology. To then apply the BIM methodology in the project, evidencing the cost benefits of the activities and estimating the cost of BIM implementation.

Keywords: management of information, methodology, BIM 5D, civil works, costs

Introducción

Debido a la alta demanda en la construcción, hoy en día la industria AEC (*architecture, engineering & construction*) ha debido innovar y actualizarse a las tecnologías que actualmente forman una parte primordial en el estudio de proyectos, las empresas constructoras han debido mejorar sus procesos para competir y adaptarse a la evolución tecnológica del área (Pape y Nazer, 2021). En el rubro de la construcción, la gran barrera a superar es el manejo de importantes cantidades de información por proyecto, tanto en su etapa de diseño, constructiva y productiva (Aliaga, 2012). Es por esto que la metodología BIM (*Building Information Modeling*), ha tomado un rol fundamental en

esta evolución tecnológica. BIM es una representación digital de las características físicas y funciones del proyecto, BIM se refiere al proceso y tecnología usados para crear el modelo (AIA, 2013; Eastman *et al.*, 2018). La metodología BIM busca enlazar la información del proyecto, proporcionando una visión para ayudar a planificar, diseñar, construir y gestionar edificios e infraestructuras, siendo más eficiente que las metodologías anteriores, pues a diferencia de otras BIM se basa en *Lean management* (autodesk.com). En general, la aplicación de BIM 5D en construcción no ha sido ampliamente adoptada debido a la reticencia a cambiar procedimientos establecidos en el tiempo, entre otras causas (Forgues *et al.*,

2012; Hasan y Rasheed, 2019; Kim *et al.*, 2016; Stanley y Thurnell, 2014).

En Chile, según PMG *bussines improvement* 2018 (programa de mejoramiento de la gestión pmgchile.com), un 69% de las empresas del área de construcción declaran no realizar proyectos en BIM, además solo un 10% de las empresas constructoras declaran haber utilizado BIM en alguna de sus etapas. Vale señalar que la mayor parte de las empresas que utilizan BIM, se encuentran en el área de diseño e ingeniería, denotando un déficit en las áreas de construcción y operación de las estructuras. En el año 2016, bajo la tutela de la CORFO (2015) y su programa Construye 2025, se crea el Plan BIM, el cual busca incrementar la productividad y sustentabilidad de la industria de la construcción. Además, el programa establece fechas límites para la utilización de la metodología tanto para el área pública como privada, siendo el año 2020 y 2025, correspondientemente.

Según los datos recolectados por PMG 2018, en la región del Biobío solo un 27% de los profesionales declara tener algún conocimiento de BIM. Es por esto que urge la necesidad de actualizar los procesos internos de las empresas para preparar, capacitar e incorporar personal para las etapas de diseño y construcción dentro de un proyecto (PMG, 2018).

El presente trabajo busca establecer una estrategia para implementar la metodología BIM en el área de la construcción industrial, aplicado en el proyecto: Construcción de obras civiles de una planta de oxígeno, realizado por una empresa constructora. Al aplicarse la metodología a este proyecto en particular, se busca también que se pueda replicar en cualquier otro proyecto industrial de obras civiles, específicamente cimentaciones, realizados por la empresa a futuro. Además, establecer parámetros comparativos de los beneficios para la empresa al momento de afrontar una licitación de proyecto y posterior ejecución.

En este trabajo se propone una metodología de estudio de propuestas para obras civiles industriales, utilizando el sistema BIM 5D, con el propósito de identificar los beneficios de su uso, para disminuir costos en modificaciones o errores de presupuesto. Para ello, se necesita identificar softwares a implementar en el modelo 3D, establecer parámetros para la planificación, dada la

eficiencia de los recursos pertinente a cada partida, obtener el modelo BIM mediante la vinculación del modelo 3D con la planificación y comparar la metodología de la empresa y BIM, con el fin de proponer soluciones para la eficiencia.

Descripción de la obra

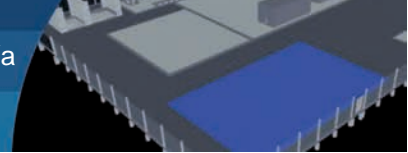
La obra a desarrollar se trata de las fundaciones para equipos de una planta de oxígeno, cuyo producto final es oxígeno líquido, el cual es suministrado a la planta de Arauco Horcones, para su proceso productivo en la ampliación de dicha planta (Figura 1). Al tratarse de una planta industrial, las fundaciones son de gran envergadura, tanto por la resistencia, la altura de los elementos posteriormente montados, por las vibraciones que produce el funcionamiento de la planta, la cual contempla equipos como sopladores de gran tamaño, motores, transformadores, estanques de almacenamiento, equipos criogénicos, skid de procesamiento, entre otros. Dicho proyecto consta de 5 fundaciones, las cuales en el interior poseen fundaciones especiales dependiendo del requerimiento de cada equipo. Dada la situación sanitaria del país se debe considerar el aumento de tiempo y gastos que implica la correcta y responsable ejecución de la obra, las cuales afectan el tiempo y costo de la obra. Este trabajo está desarrollado en la época de pandemia y hay costos que en condiciones normales no son exactamente como los indicados en este trabajo.



Figura 1: Foto aérea de la plataforma de la obra

Metodología BIM

BIM, por sus siglas en inglés (*Building Information Model*), se define como una metodología de trabajo colaborativo para la concepción y gestión de proyectos de edificación y obras civiles (buildingsmart.org). A su vez, BIM es un proceso para crear y administrar información sobre un proyecto de construcción a lo largo del ciclo de



vida del proyecto (nationalbimlibrary.com). Se entiende BIM como una metodología de trabajo que va más allá de la modelación del proyecto en 3D, siendo una forma de trabajo interdisciplinaria y colaborativa. Por lo demás, BIM permite gestionar el proyecto en la fase de construcción, donde es de vital importancia que las especialidades trabajen en conjunto, de modo de tener más claridad del proyecto y anticipando los posibles errores, los cuales inducen a atrasos dentro del proyecto, impactando en los costos proyectados y en la planificación (Eastman *et al.*, 2018).

El uso de metodología BIM se ha vuelto fundamental para el desarrollo de la industria AEC, por lo que ha surgido la urgencia de implementar normativas para el control de BIM (ISO 19650-1, 2018; ISO 19650-2, 2018).

En la metodología BIM, se habla de las dimensiones y las fases de BIM. Se considera que las dimensiones son 7, teniendo en cuenta que todo proyecto nace de una idea y termina con el fin de la vida útil de la infraestructura (buildingsmart.es). Por otra parte, según Montilla (2017), las fases de BIM pueden ser separadas en:

- Fase de diseño: Se define el modelo gráfico, planificación y estimaciones de costos, de modo de realizar los análisis y la colaboración entre especialidades.
- Fase de ejecución: Es el desarrollo de la programación, la documentación gráfica del proyecto y de todo el periodo de construcción incluyendo la puesta en marcha. Desde este punto se habla del modelo *as-built*.
- Fase de operación: Se incluyen las operaciones después de la entrega, como son la gestión de activos, mantenimiento y fin del ciclo de vida del edificio.

Además, en la fase de diseño es donde las especialidades se coordinan, por lo cual divide la fase en las especialidades que influyen en el modelo virtual, de las cuales se obtendrán 3 modelos: arquitectónico, estructural y MEP (mecánico, eléctrico y plomería).

Según Plan BIM Chile 2020 (planbim.cl), las ventajas que se generan al utilizar la metodología BIM, desde su fase de diseño hasta su fase de operación, son: a) mejora la administración de datos e información compleja de proyectos, b) los modelos 3D facilitan la comprensión y expectativas del cliente, c) optimiza los flujos de trabajo,

fomentando el trabajo interdisciplinario, d) permite solucionar problemas de manera anticipada, e) optimiza la planificación de costos y plazos del proyecto y f) permite mejorar la sustentabilidad y eficiencia del proyecto, a través de su modelación.

Si bien los costos de la obra se pueden ver reducidos por los beneficios de BIM, la metodología tiene costos asociados para llevar a cabo su correcto funcionamiento, tales como capacitación y contratación de personal. Además de la disposición del material necesario para trabajar como hardware y software, donde se deben considerar los costos de equipamiento, estandarización y licencias asociadas. Sin embargo, los costos de implementación de la metodología tienden a cero en el transcurso del tiempo y los beneficios serán mayores, dependiendo de la magnitud del proyecto (CORFO, 2015).

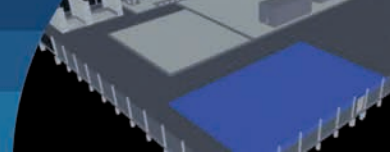
Metodología

Este trabajo abordará la estrategia de adaptación de la metodología BIM para el estudio de propuestas y licitaciones, implementada en la empresa con el fin de optimizar el estudio de la licitación y evitar errores en el desarrollo del proyecto. Para esto se deben establecer los parámetros y acciones a tomar en el desarrollo de información BIM.

Se establecerá una estrategia, donde se estipularán roles e identificarán los beneficios que surgen al utilizar la metodología, basado en la forma de trabajo actualmente aplicada por la empresa. Se realizará un procedimiento de gestión de la información, identificando los puntos primordiales dentro del estudio para generar los productos BIM, pudiendo identificar y ejemplificar las recomendaciones de los pasos a seguir. Para la metodología se utilizarán los softwares más utilizados a nivel local, siendo estos MS PROJESCT (planificación y costo), AUTOCAD (antecedentes 2D), REVIT (modelo 3D) y NAVISWORKS (vinculación y simulación).

Estrategia de la metodología

La principal función de la metodología es la gestión de información del proyecto. Es por eso que para la aplicación es necesario identificar al personal que será imprescindible para el desarrollo de las actividades del proyecto BIM. Se debe aplicar la metodología desde la licitación,



distribuyendo la información a las diferentes especialidades involucradas, para luego crear la planificación y costo de cada actividad a realizar. El encargado del proyecto será el coordinador BIM, el cual tendrá como función la intercomunicación entre los diferentes participantes del proyecto. En el caso de las licitaciones para construcción, la fase de diseño es suministrada por el cliente, el cual previamente desarrolla la ingeniería con que se llevará a cabo el proceso de licitación.

Para la postulación se entregarán por parte del mandante las bases administrativas, especificaciones técnicas y los planos, necesarios para la comprensión y estudio del proyecto. Este será el punto de partida de la metodología a aplicar, debiendo llevar los planos entregados en 2D (AutoCAD) a un modelo 3D, el cual será realizado mediante Revit (Autodesk). Dicho modelo deberá ser enlazado a la planificación, la que tendrá los suministros necesarios por partida y los tiempos necesarios. La estimación de personal, se deberá realizar según el rendimiento, ajustándose a los plazos entregados por el mandante, si éste los especifica. Uno de los grandes beneficios de utilizar la metodología BIM, es la fácil interpretación del proyecto, ya que además de poder generar un modelo 3D y poder presentar la maqueta digital ante cualquier duda, se podrá realizar una simulación del proyecto, según la planificación vinculada, la que también incluye los costos asociados a cada actividad, por lo que se vería el avance del costo económico en cualquier punto del proyecto (Trejo, 2018).

Antecedentes del proyecto

Para la licitación del presente proyecto, el mandante entregó como antecedentes de la obra las bases administrativas, EETT y planos de construcción. Dentro de dichos planos y EETT, se encuentran la ingeniería básica, dentro de la cual se destacan las actividades de obras civiles como: fundaciones especiales, losas estructurales, edificios de hormigón armado, pernos embebidos, muros cortafuegos, cierre perimetral de la planta, drenaje de aguas lluvias y normalización del área.

La ingeniería de detalle fue subcontratada por la empresa, la cual corresponde a la enfierradura de todas las fundaciones, cuyo suministro y doblado fue contratado a una empresa externa. El proyecto como se mencionó anteriormente se trata de una planta de oxígeno líquido, donde el mandante

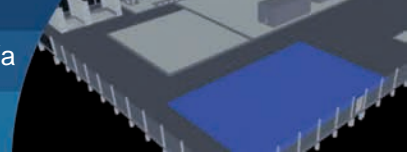
es quien suministra los equipos provenientes del extranjero, por lo que se debe tener en cuenta que toda consulta sobre el proyecto, se debe hacer mediante una Solicitud de información (SDI) a LINDE GROUP, los cuales tendrán que realizar aclaraciones con ingeniería de diseño o solicitar la solución en terreno. El proceso requiere de un tiempo de respuesta no menor, lo cual podría significar un atraso en la planificación de la obra.

La obra se encuentra en la Planta Arauco Horcones, ubicada en la ciudad de Arauco en el borde costero (Figura 1). El suelo de fundación es arena de playa. Los trabajos de compactación y mejoramiento de suelo fueron realizados por una empresa externa especializada, previo a la entrega del terreno. Los antecedentes para la construcción de las fundaciones contempladas en el proyecto, constan de 31 planos de ingeniería básica más 5 planos de ingeniería de detalle y sus respectivas especificaciones técnicas.

Roles en BIM

Los roles dentro de BIM son clasificados en 5 roles, los cuales pueden ser compuestos por más de una persona o una persona ejercer más de un rol. Se debe tener en cuenta que un rol, no es un cargo dentro del proyecto, sino responsabilidades para ejercer las acciones necesarias (Plan BIM, 2017).

- **Dirección:** fomenta la utilización de BIM en la empresa, de acuerdo a sus necesidades y toma de decisiones en proyectos e inversiones.
- **Revisión:** verifica la información y datos de los modelos a desarrollar.
- **Modelación:** desarrolla los modelos según la especialidad, extrayendo información técnica. Modela elementos agregando o actualizando la información.
- **Coordinación:** realiza la integración de la información de los diferentes participantes del proceso, previene los conflictos y asegura la correcta modelación del proyecto. Mantiene la información actualizada y es el principal punto de contacto entre modeladores y gerencia.
- **Gestión:** es responsable de la planificación, administración de los recursos humanos y desarrollo del proyecto. Define los modelos que deberán ser creados, la vinculación entre los modelos y la organización de la información.



En este punto se propondrán los roles de metodología BIM para el personal de la empresa. Se designarán los participantes y cargos, de modo de identificar los participantes del proyecto. En la Tabla 1, en la primera columna se muestran los roles necesarios para BIM, en la segunda columna se muestra el personal existente en la empresa. Además, se incluyen las especialidades, control de calidad, prevención y medioambiente, quienes aportan información importante a la hora de licitaciones. En la Tabla 2 se muestra el organigrama de tareas específicas a realizar por el personal mencionado en la Tabla 1 según su rol dentro del proyecto.

Tabla 1: Asignación roles BIM para empresa

Rol	Responsable(s) en Empresa
Dirección	Gerencia
Revisión	Depto. Estudio de Propuestas Aseguramiento de Calidad
Modelación	Depto. Estudio de Propuestas Oficina Técnica de Obra
Coordinación	Depto. Estudio de Propuestas Oficina Técnica de Obra
Gestión	Depto. Estudio de Propuestas Depto. Recursos Humanos Depto. Adquisiciones Administrador de Contrato Oficina Técnica de Obra Prevención de Riesgos

Dotación y suministro

El cálculo de la dotación de personal, para este caso, será responsabilidad de Gestión BIM, específicamente del Depto. de Estudio de Propuestas. Sin embargo, la contratación será responsabilidad del Depto. de Recursos Humanos. Se considerará solo el personal directo de obra, dado que la planificación está basada en el costo por actividad, así se podrá obtener el costo directo de cada tarea a realizar en el proyecto. Además, los recursos serán ingresados en la planificación, por lo que también se podrá identificar los recursos necesarios por actividad. El suministro de los materiales y herramientas de menor envergadura es solicitado por el administrador de contrato. Dicha solicitud, es recepcionada por el Depto. de Adquisiciones, el cual gestionará la compra y despacho, con previa aprobación de gerencia. No así los materiales de gran envergadura los cuales deben ser parte de la planificación, por lo que el administrador de contrato realizará su compra directamente con la empresa externa, con previa aprobación del ingeniero planificador

Tabla 2: Responsabilidades según rol en BIM

Departamento	Rol	Responsabilidad
Gerencia	Dirección	Toma de decisiones
Estudio de propuestas	Gestión	Cálculo de Recursos Planificación Determinación de modelos a generar Costos generales de obra
	Modelación	Modelo 3D Procesamiento información antecedentes
	Coordinación	Vinculación, Procesamiento de información y Simulación de Proyectos
	Revisión	Revisión de materiales y técnicas constructivas, según especificaciones
Adquisiciones	Gestión	Cotización y Adquisición de Materiales Estipulación costos Recursos
Recursos Humanos	Gestión	Enrolamiento Personal
Aseguramiento de Calidad	Revisión	Comprobación de Materialidad y forma, según normativa
	Gestión	Generación de documentación sistema de gestión integrado
Prevención de Riesgo	Gestión	Estándares y capacitación de obra
Administrador de Contrato	Coordinación	Procesamiento información de obra
	Gestión	Estipulación de cronograma y reuniones
Oficina Técnica	Modelación	Actualización de modelo 3D
	Gestión	Actualización de Planificación
	Revisión	Revisión de técnicas y materiales en terreno, según estándares
	Coordinación	Vinculación y resolución de información aportada de obra

Tabla 3: Personal directo e indirecto de obra.

Personal	Cargo	Cantidad
Indirecto	Administrador de Contrato	1
	Planificador de Obra	1
	Aseguramiento Calidad	2
	Prevención de Riesgo	2
	Administrativo	1
Directos	Supervisor de obra	1
	Topógrafo	1
	Capataz	3
	Maestro Primera	15
	Maestro Segunda	14
	Operadores	2
	Enfierradores	15

de obra y gerencia. El personal indirecto necesario para llevar a cabo la obra se muestra en la Tabla 3, junto con el personal directo de la obra, los cuales se subdividen según la especialidad del personal. El personal Directo en este informe, será considerado como todo aquel que no pertenezca a la Oficina Técnica de obra.

Traspaso de 2D a 3D

El traspaso de información de los planos al modelo 3D es la primera y principal tarea a desarrollar en la metodología, ya que aquí se crea el modelo en base al cual, se calcularán los recursos y tiempos del proyecto. Para efecto de modelación del proyecto, se utiliza el software de modelación REVIT, debido que a nivel local (Chile y Sudamérica), el desarrollador más utilizado es Autodesk. El modelo será creado a partir de la información de antecedentes entregada por el mandante en la licitación. El desarrollo de dicho modelo será responsabilidad del Depto. de Estudio de Propuesta, como rol de Modelación BIM. Para el traspaso de información al modelo 3D se utilizarán los planos entregados por el mandante. Así se identificarán la posición y cota de los elementos a construir. Al tener los elementos referenciados, se crean sobreponiendo el elemento al plano de referencia. A modo de aclaración se puede crear el modelo sin la utilización de las referencias del modelo 2D, solo con la lectura manual. Para este caso se utilizarán las referencias.

Modelo 3D

El modelo 3D estará a cargo de la oficina de estudio de propuesta, bajo supervisión del coordinador BIM, se recomienda la inclusión de un proyectista o dibujante, que sea quien traspase la información, el cual estará a cargo del jefe de estudio de propuesta o coordinador BIM. El modelo debe incluir las especialidades que conciernen a la obra para este caso la especialidad civil y arquitectónica, cuyos parámetros se muestran a continuación.

Modelo arquitectónico (geometría)

Para el modelo arquitectónico es necesario referenciar la geometría de las fundaciones, establecer la posición de postes de iluminación, delimitar el cierre perimetral, tener en claro las cotas de sello de fundación, terreno natural, estabilizado y tope de hormigón. Todos los materiales utilizados en el proyecto, deben ser modelados como tal en el programa Revit.

Modelo ingenieril (refuerzo estructural)

Una vez creados todos los elementos de fundaciones, losas y edificios en el modelo arquitectónico, se debe añadir la enfierradura pertinente a cada elemento. Para la fase de construcción, no es necesario realizar el modelo analítico. En la Figura 2 se muestra el modelo 3D del proyecto, en el cual se observa la geometría, materialidad y ubicación de los diferentes elementos anteriormente mencionados. Por otra parte, en la Figura 3, se muestra la armadura de refuerzo de los distintos elementos.

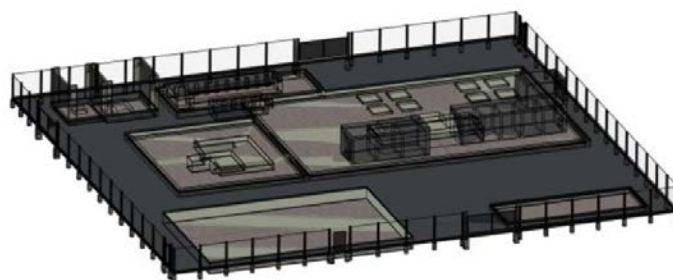


Figura 2: Vista 3D modelo arquitectónico, software Revit.

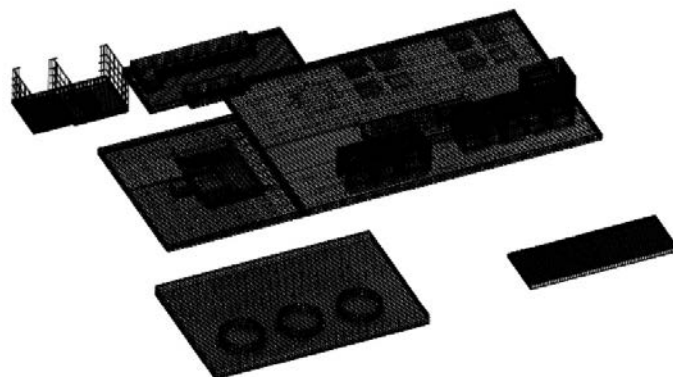
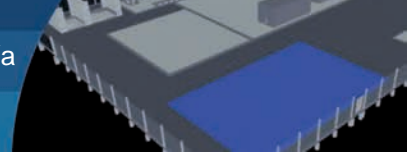


Figura 3: Vista 3D modelo ingenieril (refuerzo), software Revit

Cubicación

La cubicación es uno de los beneficios al utilizar la metodología BIM, ya que, al modelar el proyecto, el programa Revit es capaz de realizar la cubicación de todos los materiales empleados en la obra. La cubicación es responsabilidad de la oficina de estudio de propuesta, bajo su rol de gestión BIM. La planilla mostrada en la Figura 4, es una planilla tipo de la información extraída desde el software Revit, mediante las tablas de planificación. Éstas son construidas con los materiales ingresados en la etapa de modelación. Las planillas de materiales deben ser extraídas por grupos o tipo de material, por lo que existirá más de una planilla de materiales para el proyecto. Una



vez obtenida la planilla requerida, es exportada al software Excel, como se muestra en la Figura 5.

Cubicación Cimentación 1				
Tipo	Familia	Volumen	Recuento	Material estructural
Cimientos acceso peatonal	M_Zapata-Rectangular	0.43 m³	6	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Cimientos acceso vehicular	M_Zapata-Rectangular	1.20 m³	6	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Cimientos Cerco	M_Zapata-Rectangular	4.28 m³	68	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Emplantillado	Foundation Slab	53.05 m³	17	Hormigón, moldeado in situ
Fundacion Compresor 1.5m	Foundation Slab	21.56 m³	1	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Fundacion Compresor 1m	Foundation Slab	27.96 m³	1	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Fundacion pernos	Foundation Slab	7.10 m³	8	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Losa Almacen	Foundation Slab	12.51 m³	1	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Losa DRIOX	Foundation Slab	315.90 m³	1	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Losa SALA ELECTRICA	Foundation Slab	22.91 m³	2	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Losa TRANSFORMADOR 1	Foundation Slab	4.22 m³	1	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Losa TRANSFORMADOR 2	Foundation Slab	3.17 m³	1	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Losa VPSA	Foundation Slab	272.58 m³	2	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Pedestal B.1	M_Zapata-Rectangular	4.72 m³	1	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Pedestal B.2	M_Zapata-Rectangular	1.09 m³	1	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Pedestal B.3	M_Zapata-Rectangular	4.95 m³	1	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Pedestal Blower	M_Zapata-Rectangular	55.43 m³	1	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Pedestal transformador 6.9kv	M_Zapata-Rectangular	0.46 m³	1	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Pedestal transformador 33 kV	M_Zapata-Rectangular	2.29 m³	1	Hormigón, Moldeado in situ, gris

Figura 4: Planilla de planificación/cantidad, software Revit

Además de la cubicación realizada por el programa, se debe realizar el levantamiento de los materiales que no fueron insertos en el modelo 3D, si existiesen. Para este caso, los pernos de anclaje embebidos no fueron proyectados, dada su baja magnitud dentro del modelo, pero sí considerados en costo y tiempo. Es aquí, donde el coordinador BIM

juega un rol importante dentro de la licitación, ya que es el responsable de la recolección y vinculación de la información de las distintas especialidades, dentro del proyecto.

Planificación

La planificación es la cuarta dimensión del proyecto. Se incluye la variable tiempo al proyecto, por esto se debe realizar en base al modelo 3D, y así darle un orden lógico constructivo. Además, se aprecia con mayor facilidad la envergadura y detalles del proyecto. Se debe respetar los rendimientos estipulados por la oficina de estudio de propuesta y debe ser constantemente chequeada para controlar los tiempos por actividad, cada actividad tiene que contar con los recursos necesarios para su realización, los cuales deberán ser ingresados en el software con sus respectivas cantidades y costos. Esta información será solicitada al depto. de estudio de propuestas y el de adquisiciones, respectivamente. La Tabla 4 muestra un extracto de los recursos necesarios para la realización de las actividades descritas en la planificación. Cabe señalar

Cubicación Cimentación				
Tipo	Familia	Volumen	Recuento	Material estructural
Cimientos acceso peatonal	M_Zapata-Rectangular	0.43 m³	6	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Cimientos acceso vehicular	M_Zapata-Rectangular	1.20 m³	6	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Cimientos Cerco	M_Zapata-Rectangular	4.28 m³	68	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Emplantillado	Foundation Slab	53.05 m³	17	Hormigón, moldeado in situ
Fundacion Compresor 1.5m	Foundation Slab	21.56 m³	1	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Fundacion Compresor 1m	Foundation Slab	27.96 m³	1	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Fundacion pernos	Foundation Slab	7.10 m³	8	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Losa Almacen	Foundation Slab	12.51 m³	1	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Losa DRIOX	Foundation Slab	315.90 m³	1	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Losa SALA ELECTRICA	Foundation Slab	22.91 m³	2	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Losa TRANSFORMADOR 1	Foundation Slab	4.22 m³	1	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Losa TRANSFORMADOR 2	Foundation Slab	3.17 m³	1	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Losa VPSA	Foundation Slab	272.58 m³	2	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Pedestal B.1	M_Zapata-Rectangular	4.72 m³	1	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Pedestal B.2	M_Zapata-Rectangular	1.09 m³	1	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Pedestal B.3	M_Zapata-Rectangular	4.95 m³	1	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Pedestal Blower	M_Zapata-Rectangular	55.43 m³	1	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Pedestal transformador 6,9kv	M_Zapata-Rectangular	0.46 m³	1	Hormigón, Moldeado in situ, gris
Pedestal transformador 33 kV	M_Zapata-Rectangular	2.29 m³	1	Hormigón, Moldeado in situ, gris

Figura 5: Planilla de hormigones de cimentación importada desde Revit a Excel

Tabla 4: Extracto planilla de recursos

Nombre del recurso	Tipo	Etiqueta de material	Grupo	Tasa estándar	Costo/Usó
Fierro Estriado n°6	Material	kg	Armadura	\$650	\$0
Fierro Estriado n°8	Material	kg	Armadura	\$650	\$0
Fierro Estriado n°10	Material	kg	Armadura	\$650	\$0
Fierro Estriado n°12	Material	kg	Armadura	\$650	\$0
Fierro Estriado n°16	Material	kg	Armadura	\$650	\$0
Fierro Estriado n°18	Material	kg	Armadura	\$650	\$0
Fierro Estriado n°22	Material	kg	Armadura	\$650	\$0
Fierro Estriado n°25	Material	kg	Armadura	\$650	\$0
Fierro Estriado n°28	Material	kg	Armadura	\$650	\$0
Alambre Negro	Material	kg	Armadura	\$600	\$0
Retroescavadora	Trabajo		Máquina	\$24 000/hora	\$0
Grúa 20 Ton	Trabajo		Máquina	\$24 000/hora	\$0
Rodillo Vibrador	Trabajo		Máquina	\$12 000/hora	\$0
Sonda Vibradora 1	Trabajo		Máquina	\$800/hora	\$0
Sonda Vibradora 2	Trabajo		Máquina	\$800/hora	\$0
Sonda Vibradora 3	Trabajo		Máquina	\$800/hora	\$0
Estación Total	Trabajo			\$1 000/hora	\$0
Laboratorio Suelo	Material	Muestra	Servicio	\$10.000	\$130.000
Servicio de Bombeo Hormigón	Material	m3	Servicio	\$15.000	\$0
Laboratorio Hormigón	Material	Muestra	Servicio	\$40.000	\$130.000
Hormigón H10	Material	m3	Material	\$120.000	\$0
Hormigón H30	Material	m3	Material	\$130.000	\$0
Hormigón H30-A	Material	m3	Material	\$140.000	\$0
Grava	Material	m3	Material	\$15.000	\$0
Placa Colaborante	Material	m2	Material	\$25.000	\$0
Pino dim 2x2	Material	m2	Material	\$4.500	\$0
Pino dim 2x4	Material	m2	Material	\$4.000	\$0
Placa OSB	Material	m2	Material	\$4.400	\$0
Fieltro	Material	m2	Material	\$400	\$0
Portón Vehicular	Material	Unid	Material	\$1.062.000	\$0
Portón Peatonal	Material	Unid	Material	\$271.200	\$0
Malla ACMA	Material	ml	Material	\$5.750	\$0
Postes Hormigón Prefabricado	Material	unid	Material	\$150.000	\$0

que las planillas son extraídas en formato pdf desde Project.

El depto. de estudio de propuesta es el encargado de la planificación en la fase de licitación, bajo el rol de Gestión BIM, para posteriormente hacer entrega al planificador de obra, quien hará el seguimiento y actualización de las actividades. En la fase de licitación la planificación debe ser entregada a gerencia y prevención de riesgo, para su aprobación y gestión de los estándares necesarios.

Costos y productividad

La determinación del costo directo asociado a la obra, se verá reflejado una vez que sea realizada la planificación con los recursos. Se podrá extraer la planilla de costos diferenciando los gastos de materiales, mano de obra y equipos asociados a las tareas. Los costos indirectos de la obra, serán estimados por el departamento de estudio de propuestas e incluidos en la licitación. La metodología ofrece una gran ventaja a la hora de identificar los costos

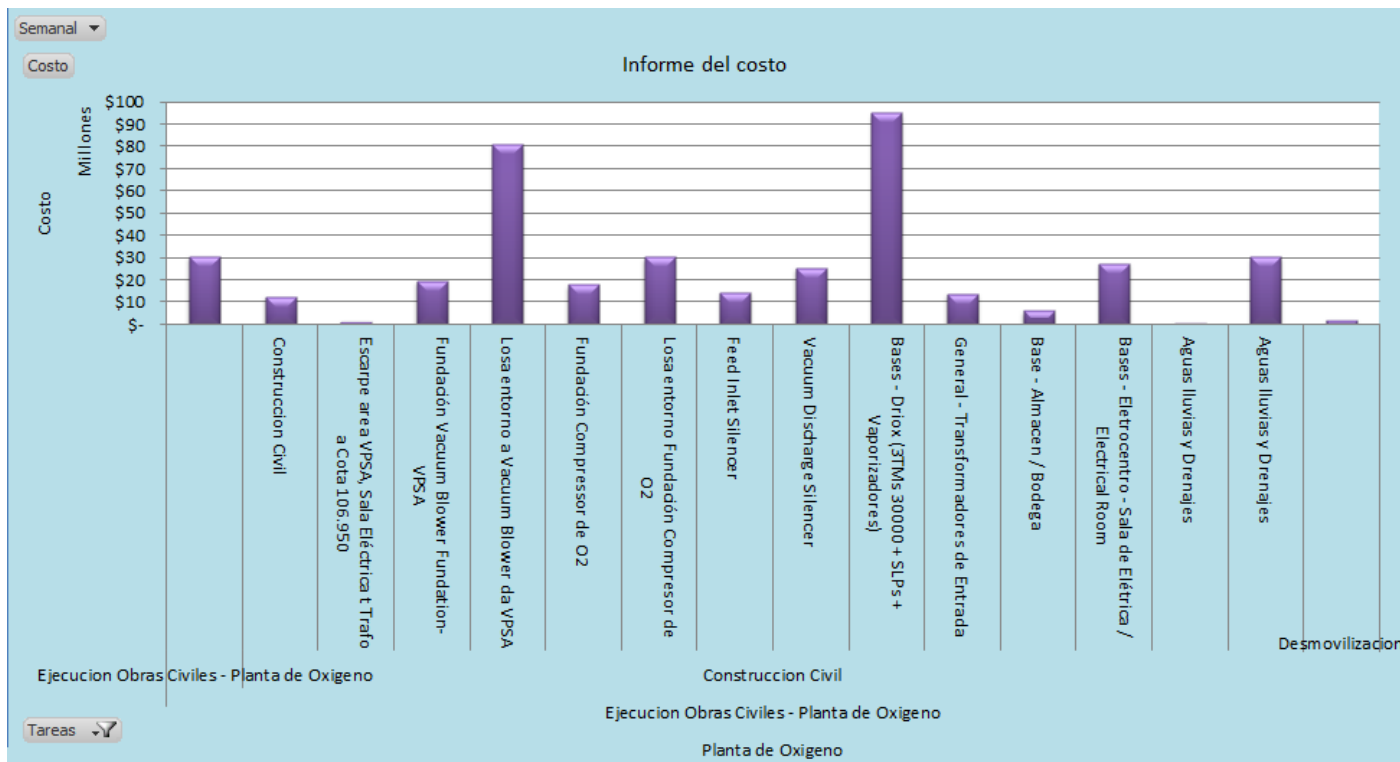


Figura 6: Informe de costo previo por partida, software Project

Tabla 5: Planilla de costos por partidas, software Project

Semanal	Todos			
Costo				
Tarea	Tarea 1	Tarea 2	Tarea 3	Total
Planta de Oxigeno	Ejecucion Obras Civiles - Planta de Oxigeno	Ejecucion Obras Civiles - Planta de Oxigeno		\$30.670.560
		Construccion Civil	Construccion Civil	\$12.531.584
			Escarpe area VPSA, Sala Eléctrica t Trafo a Cota 106.950	\$1.233.600
			Fundación Vacuum Blower Fundation- VPSA	\$19.432.095
			Losa entorno a Vacuum Blower da VPSA	\$80.763.781
			Fundación Compresor de O2	\$17.757.382
			Losa entorno Fundación Compresor de O2	\$30.142.919
			Feed Inlet Silencer	\$14.439.798
			Vacuum Discharge Silencer	\$25.429.364
			Bases - Driox (3TMs 30000 + SLPs + Vaporizadores)	\$95.067.828
			General - Transformadores de Entrada	\$13.640.109
			Base - Almacen / Bodega	\$6.113.940
			Bases - Electrocentro - Sala de Eléctrica / Electrical Room	\$27.374.118
			Aguas lluvias y Drenajes	\$824.000
			Aguas lluvias y Drenajes	\$30.296.100
		Total Construccion Civil		\$375.046.618
		Desmovilizacion		\$2.056.000
	Total Ejecucion Obras Civiles - Planta de Oxigeno			\$407.773.178
Total Planta de Oxigeno				\$407.773.178
Total general				\$407.773.178

en la fase de construcción de la obra, ya que, gracias a las simulaciones y las actualizaciones, se podrá tener la certeza de los avances de obra y costos durante todo el proyecto. Será responsabilidad del depto. de adquisiciones la entrega de las cotizaciones de materiales para la obra y responsabilidad del depto. de recursos humanos, el fijar los costos de sueldos. Ambos deberán hacer entrega de esta información al depto. de estudios de propuestas, el que realizará la inclusión de los recursos a la planificación y posteriormente entrega para aprobación de Gerencia. La planilla de recursos generada para la metodología, se observa en la Tabla 4. Además, se debe extraer desde Project a Excel, a planilla de costo por actividad, a través de los informes visuales de costos, como la mostrada en la Figura 6, bajo la información mostrada en la Tabla 5.

La productividad del proyecto se verá reflejada una vez iniciada la obra, ya que aquí se podrá determinar si los tiempos y/o rendimientos asignados a cada actividad, fueron estimados correctamente. Éstos deberán ser ajustados a la realidad de la obra, lo que tendrá un impacto directo en los costos. En la fase de estudio de propuesta, será responsabilidad del depto. de estudio de propuesta la estimación del rendimiento por actividad y responsabilidad

del ingeniero planificador de obra, la actualización de estos rendimientos una vez iniciada la obra.

Con el fin de mejorar la estimación de tiempo por actividad se deberá extraer el rendimiento de la fuerza laboral por partida, con el fin de crear una base de datos con los tiempos de cada partida por especialidad. Esto es extraído de la planificación mediante los avances de obra identificando los rendimientos reales por actividad. Se deberá hacer por medio de informes visuales entregados por el software Project, como la mostrada en la Tabla 6. Al establecer el rendimiento de las partidas, se podrá automatizar de mejor forma el proceso de planificación.

Vinculación y visualizador

La vinculación de la información es un pilar fundamental dentro de la metodología, dado que es en este punto donde se entrelazan todas las especialidades y departamentos incluidos en el proyecto. También es donde se detectan los errores a priori, dando solución previa al inicio de faena. Es por esto que el responsable (coordinador BIM), deberá tener vasta experiencia y capacidades, a la hora de trabajar con distintos formatos y tener conocimiento y experiencia con el área de la construcción industrial para la detección

Tabla 6: Planilla de HH por partida, software Project

Semanal	Todos			Datos
Tarea	Tarea 1	Tarea 2	Tarea 3	Trabajo
Planta de Oxígeno	Ejecucion Obras Civiles - Planta de Oxígeno	Ejecucion Obras Civiles - Planta de Oxígeno		4305
		Construccion Civil	Construccion Civil	1843
			Escarpe area VPSA, Sala Eléctrica t Trafo a Cota 106.950	144
			Fundación Vacuum Blower Fundation- VPSA	7071
			Losa entorno a Vacuum Blower da VPSA	25731
			Fundación Compressor de O2	5095
			Losa entorno Fundación Compresor de O2	8891
			Feed Inlet Silencer	3513
			Vacuum Discharge Silencer	6752
			Bases - Driox (3TMs 30000 + SLPs + Vaporizadores)	39576
			General - Transformadores de Entrada	3856
			Base - Almacen / Bodega	1534
			Bases - Eletrocentro - Sala de Eléctrica / Electrical Room	6732
			Aguas lluvias y Drenajes	160
			Aguas lluvias y Drenajes	1983
		Total Construccion Civil		112881
		Desmovilizacion		240
	Total Ejecucion Obras Civiles - Planta de Oxígeno			117426
Total Planta de Oxígeno				117426
Total general				117426

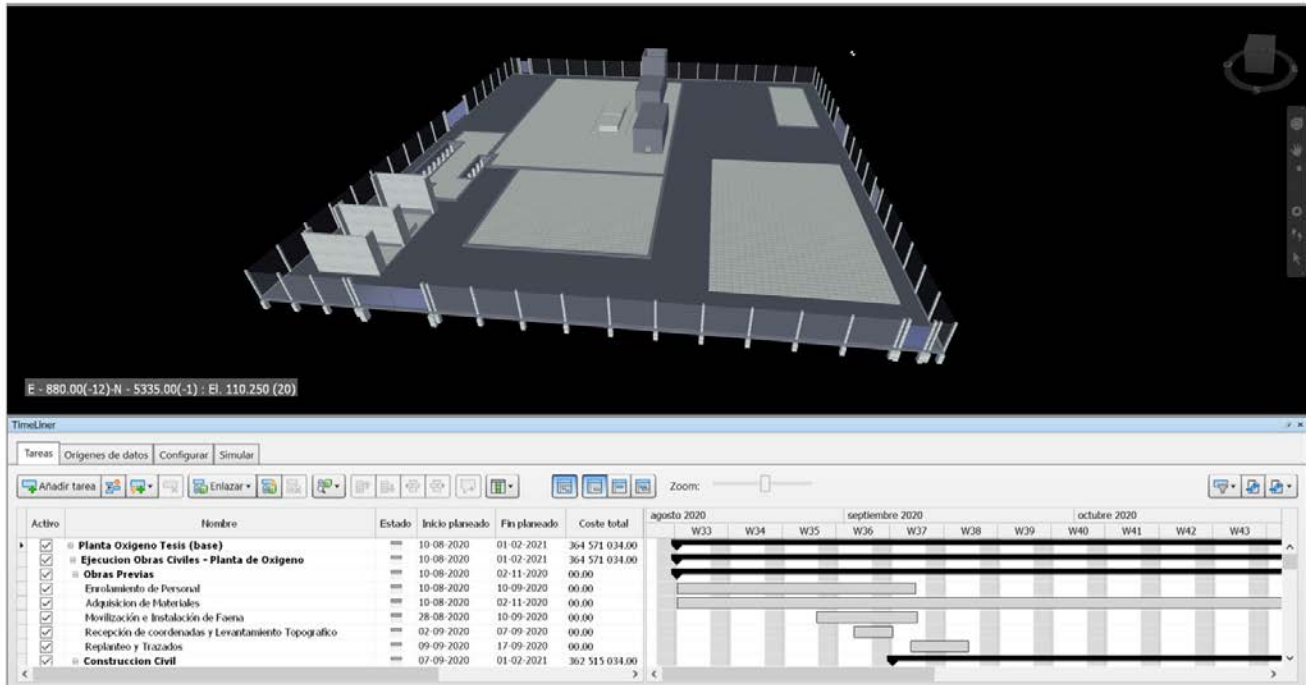


Figura 7: Vinculación de la Planificación con un modelo 3D, software Navisworks

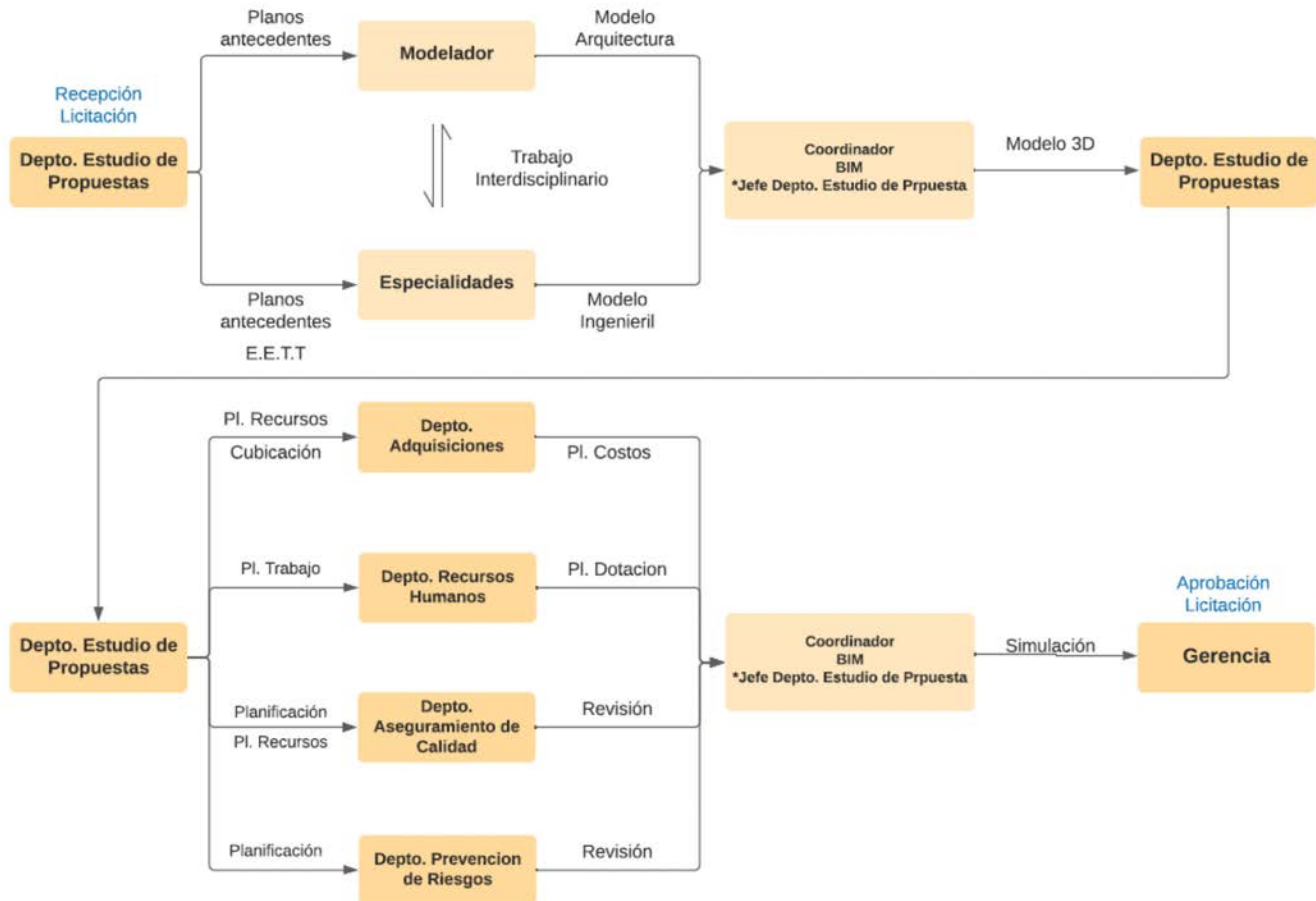


Figura 8: Esquema de gestión de la información en fase de licitación

de irregularidades o errores de estimación dentro del estudio. El encargado dentro de la empresa será el Jefe de depto. de estudio de propuesta, el que deberá vincular la información para luego simular el proyecto.

Para la vinculación de las especialidades se utiliza el software REVIT, en el cual se realizará la superposición de modelos de las distintas especialidades, obteniendo el modelo 3D definitivo. Esto es responsabilidad del depto. de estudio de propuesta bajo el rol de Modelación BIM. El modelo será enlazado a la planificación mediante el software NAVISWORKS, el cual además de entregar una visualización 3D del proyecto, podrá crear la simulación del proyecto incluyendo costos y tiempo. La vinculación extraída del programa para el proyecto es mostrada en la Figura 7.

Gestión de la información

El manejo de información es responsabilidad de muchos participantes de esta metodología. Es vital tener en claro el papel que cumple cada participante dentro de la empresa para cada rol, de modo de facilitar el flujo de información a la hora de una licitación. Dada la gran cantidad de información dentro de un proyecto y la necesidad de extracción de información en las diferentes etapas del proyecto, se incluye un esquema del flujo de información teniendo en cuenta las planillas, modelos y datos dentro de la metodología. Las planillas, modelos y/o documentos deberán ser generados por los diferentes participantes, cuya información debe ser dirigida a los distintos departamentos como se ve en la Figura 8 (modelo 3D arquitectónico, modelo 3D ingenieril, cubicación, planilla de recursos, planilla de costos, planilla de trabajo HH, planilla de

cotizaciones, vinculación, simulación planificación (c/recursos) y carta Gantt).

Para efectos de aprobación en cada etapa del proyecto, el Coordinador BIM debe incluir a la gerencia en cada etapa de la metodología, ya sea Gerencia General y/o Gerencia de Operaciones, evitando la falta de comunicación entre el proyecto y Oficina Central. En la fase de construcción, es necesario actualizar la información entregada en la fase de licitación, lo cual será responsabilidad de la oficina técnica de obra. Dicha información estará basada en los avances de obra. Mediante esta información se actualizarán las planillas de costo, trabajo, dotación e incluso modelo 3D. El administrador de contrato en la fase de construcción, cumple con el rol de coordinador. Deberá generar reportes de obra, informando las actualizaciones a gerencia. Además, a modo de perfeccionar la metodología, de forma interna, la oficina técnica aportará información de rendimientos y costos por partida, con el fin de ajustar la estimación. Este flujo de información es esquematizado en la Figura 9.

Resultados Roles y profesionales

Los roles estipulados en Tabla 2, con la asignación de tareas, conduce a la necesidad de personal capacitado para el manejo de información BIM. El personal mínimo para el desarrollo de la metodología está establecido en la Tabla 7, según las responsabilidades por departamento, también muestra el personal actualmente por departamento, bajo el cargo de cada participante. Es indispensable la contratación de especialistas en BIM, para la coordinación de la información

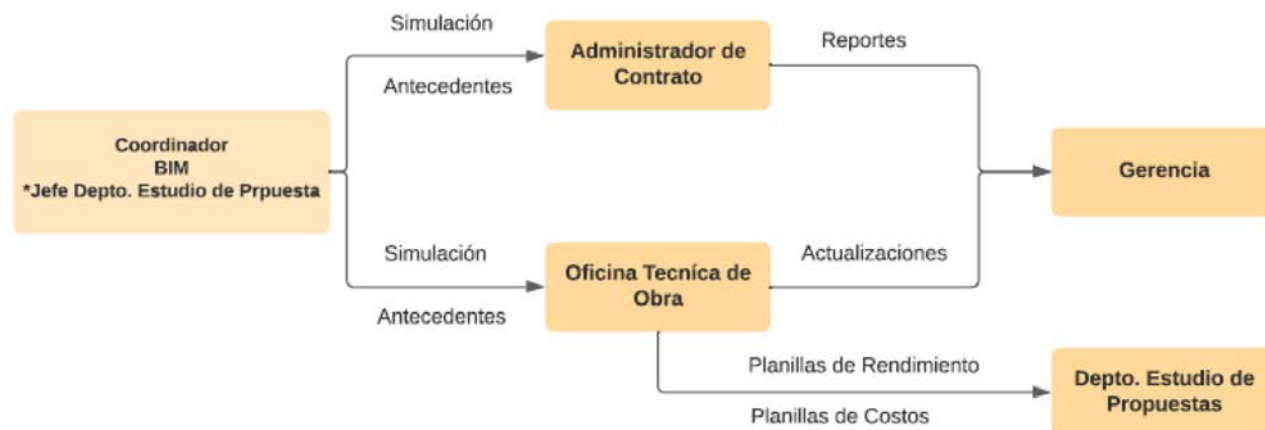


Figura 9: Esquema de gestión de la información en la empresa, fase de construcción

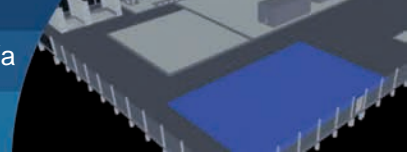


Tabla 7: Personal en la empresa y personal necesario en la metodología

Fase	Departamento	Personal Actual	Personal Necesario para metodología
Licitación	Gerencia	Gerente General	Dirección BIM
		Gerente de Operaciones	
	Estudio de Propuestas	Jefe de Departamento	Coordinador BIM
		Ingeniero de Estudios (1)	Especialista/Planificador
		Ingeniero de Estudios (2)	Especialista/Planificador
			Modelador
	Adquisiciones	Jefe de Departamento	Gestión BIM
		Gestión de Compras	Gestión BIM
	Recursos humanos	Jefe de Departamento	Gestión BIM
		Administrativo	Gestión BIM
Aseguramiento de Calidad	Jefe de Departamento	Gestión BIM/Revisor BIM	
Prevención de Riesgos	Jefe de Departamento	Gestión BIM/Revisor BIM	
Construcción	Administrador de contrato	Ingeniero Administrador	Coordinador BIM
	Oficina Técnica	Ingeniero Planificador	Modelador/Gestión BIM
		Aseguramiento de Calidad	Gestión BIM/Revisor BIM
		Prevención	Gestión BIM/Revisor BIM
		Administrativo	Gestión BIM

BIM en la oficina central, como en la oficina técnica. Además, la capacitación del personal actual para la actualización de la metodología utilizada hoy en día por la empresa.

De la Tabla 7 se desprende que no se requiere contratar más personal, solo hay que instruir al existente. Si es necesario implementar el rol de modelador que no existe en la dotación de personal actual.

Análisis de metodología

Al momento de aplicar la metodología en la obra Construcción de una Planta de Oxígeno y al ser partícipe del proyecto, se detectaron diversos problemas en gestión de información, en el diseño del proyecto, por lo que se debió hacer consultas desde la oficina técnica de obra al mandante en la fase de construcción. La comunicación entre las partes del proyecto juega una parte importante dentro de los tiempos de las actividades, ya que no pueden ser finalizadas, sin previa aprobación de las modificaciones o consultas realizadas, con una estimación de resolución de la consulta de 3 días hábiles. Esto debido

al promedio de respuesta percibido en obra. Además, se identifican errores en la recepción de suministros, lo que llevó a tomar decisiones en terreno, elevando el costo de partidas. Esto podría haber sido evitado con el uso de la metodología, ya que estas consultas podrían ser resueltas mediante la interpretación del modelo, como también la actualización de la metodología y nuevas simulaciones, las que ayudarían a la reorganización de la planificación y tareas críticas dentro del proyecto. Los principales defectos encontrados dentro del desarrollo del proyecto fueron: a) errores de niveles dentro de los planos de antecedentes, b) mal dimensionado de enfierraduras, c) toma de decisiones apresuradas en terreno, dada la interpretación de planos y e) poca información de los detalles de los distintos elementos.

Para establecer los beneficios, se realiza la comparación de las metodologías en las cinco dimensiones, identificando las diferencias encontradas en cada dimensión para cada partida analizada. Es importante resaltar que los resultados de la nueva metodología, fueron obtenidos al aplicarla en la fase de construcción, es decir, cuando el proyecto ya está en marcha. Se prevé que, al aplicar la metodología desde la etapa de estudio de propuesta, los beneficios sean mayores.

Partidas analizadas

Tras la realización del proyecto con la metodología BIM y teniendo la información proveniente de obra, se ve que la metodología implementada hoy en día por la empresa genera beneficios importantes. Se busca establecer las diferencias entre ambas metodologías, por lo que se identifican las partidas con mayor diferencia de tiempo y costo. Las partidas seleccionadas para el análisis en las cinco dimensiones, son las mostradas en la Tabla 8.

Tabla 8: Partidas analizadas

Elemento	Actividad
Fundación Driox	Excavación
	Enfierradura 10
	Hormigonado 13
Fundación Losa VPSA	Excavación
	Hormigonado 2, 3, 4

Como se aprecia, las cinco partidas analizadas son agrupadas en dos cimentaciones. A continuación, se analizan las partidas según su incidencia en cada dimensión. Para la visualización de los elementos a analizar, se aíslan en el modelo 3D, extrayendo visualizaciones como las mostradas en las Figuras 10 y 11.

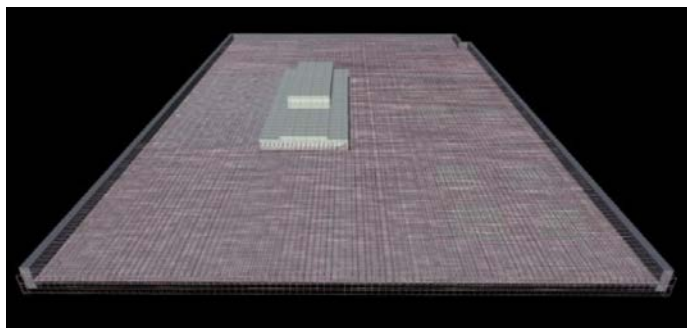


Figura 10: Fundación losa VPSA, software Navisworks

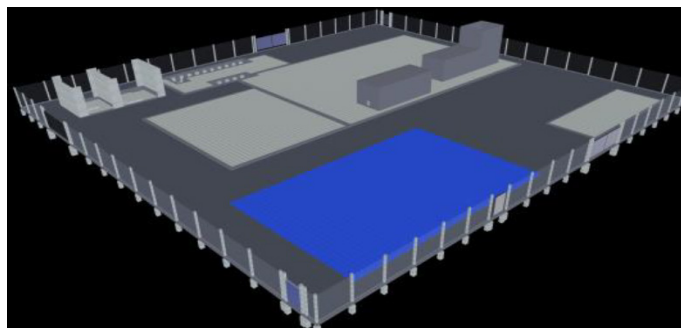
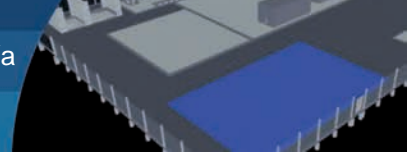


Figura 11: Fundación DRIOX, software Navisworks

Tabla 9: Tabla de recursos para la planificación de la empresa y BIM, software Project

Cimentación	Actividad	Recursos	CAVCO			BIM			Diferencia	Unidad
			Trabajo	Material	Unidad	Trabajo	Material	Unidad		
Fundación DRIOX	Excavación	Operador 1	152		horas	152		horas	0	horas
		Maestro Civil 1°13	152		horas	152		horas	0	horas
		Maestro Civil 1°14	152		horas	152		horas	0	horas
		Maestro Civil 2°13	152		horas	152		horas	0	horas
		Maestro Civil 2°14	152		horas	152		horas	0	horas
		Retroexcavadora	152		horas	152		horas	0	horas
	Enfierradura10	Maestro Civil 1°11	90,6		horas	90,6		horas	0	horas
		Maestro Civil 1°12	90,6		horas	90,6		horas	0	horas
		Maestro Civil 2°11	90,6		horas	90,6		horas	0	horas
		Maestro Civil 2°12	90,6		horas	90,6		horas	0	horas
		Enfierrador7	90,6		horas	90,6		horas	0	horas
		Enfierrador8	90,6		horas	90,6		horas	0	horas
		Enfierrador9	90,6		horas	90,6		horas	0	horas
		Fierro Estriado n°10		210,4	kg		210,4	kg	0,0	kg
		Fierro Estriado n°12		623,4	kg		623,4	kg	0,0	kg
		Fierro Estriado n°16		2150,0	kg		0,0	kg	2150,0	kg
	Fierro Estriado n°25		3085,2	kg		3085,2	kg	0,0	kg	
	Fierro Estriado n°28		30532,6	kg		30532,6	kg	0,0	kg	
	Alambre Negro		1178,0	kg		1178,0	kg	0,0	kg	
	Hormigonado13	Maestro Civil 1°1	8		horas	8		horas	0	horas
		Maestro Civil 1°2	8		horas	8		horas	0	horas
		Maestro Civil 2°1	8		horas	8		horas	0	horas
		Maestro Civil 2°2	8		horas	8		horas	0	horas
		Maestro Civil 3°1	8		horas	8		horas	0	horas
		Maestro Civil 3°2	8		horas	8		horas	0	horas
		Maestro Civil 4°1	8		horas	8		horas	0	horas
		Maestro Civil 4°2	8		horas	8		horas	0	horas
		Maestro Civil 5°1	8		horas	8		horas	0	horas
		Maestro Civil 5°2	8		horas	8		horas	0	horas
		Sonda Vibradora 1	8		horas	8		horas	0	horas
		Sonda Vibradora 2	8		horas	8		horas	0	horas
		Sonda Vibradora 3	8		horas	8		horas	0	horas
		Servicio de Bombeo Hormigón		348	m³		289,6	m³	58,4	m³
Laboratorio Hormigón			3	sets		3	sets	0	sets	
Hormigón H30			348	m³		289,6	m³	58,4	m³	



Análisis 3D

En base al modelo 3D, se realiza la cubicación del proyecto, mediante la extracción de forma y materialidad de los distintos elementos. La cubicación de las partidas, se muestran en la Tabla 9. Se observa una diferencia de cubicación en los recursos de hormigón (58.4 m³) y fierro estriado n°16 (2150 kg). Esto debido a diferencia de cotas, entre ambos modelos. Dicha diferencia se establece por la interpretación de los planos de la obra DF-25075-PRX-11-003, DF-25075-PRX-11-004 y DF-25075-PRX-14-001, los cuales contradicen el nivel del hormigón, con una diferencia en promedio de 7.5 cm en toda la losa. En el caso de la metodología BIM, al tratarse de un solo modelo, la interpretación es única, por lo que se evitaría esta falla en el proceso de construcción. La diferencia en el fierro estriado se debió a que al interpretarse mal el espesor de la losa, se construyeron los fierros espaciadores de malla (conocidos en faena como ranas) de una longitud tal que no era. Luego se tuvieron que rehacer todos estos espaciadores, lo que arrojó una pérdida de material como la que se indica.

La situación es que los fierros separadores de las mallas inferior y superior no estaban indicadas en el proyecto estructural. Cuando la persona que las consideró las dimensionó y se ejecutaron se hicieron de la forma correcta. Sin embargo, cuando se trazó la losa en terreno otra persona indicó que la losa tenía un espesor diferente al de los planos y en consecuencia rechazó los separadores que se había hecho. Lo que conllevó a hacerlos de nuevo y la cantidad de fierro adicional que se tuvo que confeccionar fue de 2150 kg. Si todo este proceso se hubiera realizado bajo la propuesta de este trabajo la situación se hubiera identificado de inmediato y no se debería haber incurrido en el gasto adicional de separadores y aumento de espesor de la losa.

Análisis 4D

En la cuarta dimensión, se analiza la planificación llevada a cabo en el proyecto comparando con la de la metodología BIM, se extraen de ambas planificaciones y se identifican las partidas a analizar. Esto se puede ver en la Tabla 10, para la metodología actual de la empresa y en la Tabla 11, para BIM. Al interpretar ambas tablas se identifica que mediante la metodología BIM el tiempo en la actividad de excavación es menor. Esto debido a que se debió comprobar

la información de cotas. Si bien, en la metodología BIM las actividades de excavación se vieron reducidas en 3 días cada una, la duración la partida Fundación Losa VPSA, se vio disminuida en solo 1 día, ya que las otras actividades involucradas en la ejecución completa de la fundación formaban parte de la ruta crítica de la partida.

Tabla 10: Duración partidas con planificación de la empresa, software Project

Nombre de tarea	Duración	Comienzo	Fin
Fundación DRIOX	66.6 días	mar 06-10-20	mar 12-01-21
Excavación	13.89 días	mar 06-10-20	mar 27-10-20
Enfierradura10	10.07 días	mié 18-11-20	mié 02-12-20
Hormigonado13	0.89 días	jue 24-12-20	lun 28-12-20
Fundación Losa VPSA	32.26 días	lun 21-09-20	mar 10-11-20
Excavación	9.49 días	lun 21-09-20	mié 07-10-20
Hormigonado2	0.89 días	mar 03-11-20	mié 04-11-20
Hormigonado3	0.89 días	jue 12-11-20	vie 13-11-20
Hormigonado4	0.89 días	vie 04-12-20	lun 07-12-20

Tabla 11: Duración de partidas con planificación BIM, software Project

Nombre de tarea	Duración	Comienzo	Fin
Fundación DRIOX	66.6 días	mar 06-10-20	mar 12-01-21
Excavación	13.89 días	mar 06-10-20	mar 27-10-20
Enfierradura10	10.07 días	mié 18-11-20	mié 02-12-20
Hormigonado13	0.89 días	jue 24-12-20	lun 28-12-20
Fundación Losa VPSA	34.37 días	lun 21-09-20	lun 09-11-20
Excavación	6.49 días	lun 21-09-20	vier 02-10-20
Hormigonado2	0.89 días	lun 02-11-20	mar 03-11-20
Hormigonado3	0.89 días	lun 09-11-20	mar 10-11-20
Hormigonado4	0.89 días	mar 01-12-20	mié 02-12-20

Tabla 12: Costos de planificación de la empresa y planificación BIM, software Project

Nombre de tarea	Costo	
	Empresa	BIM
Fundación losa VPSA		
Excavación	\$4.387.504	\$3.002.274
Hormigonado2	\$15.579.000	\$13.821.000
Hormigonado3	\$11.229.000	\$10.054.500
Hormigonado4	\$14.781.500	\$13.230.00
Fundación DRIOX		
Excavación	\$7.812.800	\$6.425.214
Enfierradura10	\$27.942.160	\$26.544.660
Hormigonado13	\$51.141.200	\$42.673.850

Análisis 5D

Para las partidas analizadas se cuantificó el costo asociado a las actividades, con la disminución de tiempo y recurso para

cada actividad, dada la nueva planificación. En la Tabla 12, se muestran los costos asociados a la planificación con la cual se construyó y los costos asociados a la planificación BIM. Al realizar la comparación de los costos de ambas planificaciones, como se muestra en la Tabla 13, se observa que la diferencia de costo es de \$18.503.811. Esto al aplicar la metodología en la fase de construcción.

Tabla 13: Comparación costos por partida en planificación de la empresa y planificación BIM

Elemento	Actividad	Planificación		Diferencia
		BIM	Empresa	
Fundación Driox	Retraso en partida	\$6.425.514	\$7.812.800	\$1.387.286
	Enferradura	\$26.544.660	\$27.942.160	\$1.377.500
	Hormigonado	\$42.673.850	\$51.141.200	\$8.467.350
Fundación Losa VPSA	Retraso en partida	\$3.002.274	\$4.387.504	\$1.385.230
	Hormigonado	\$37.105.500	\$41.589.500	\$4.484.000
Total Obra	Duración Total	\$390.914.067	\$409.417.878	\$18.503.811

Costos metodología

El uso de la metodología también tiene costos asociados, la capacitación del personal y necesidad de más personal, debido a lo establecido en el Tabla 7. Estos costos fueron cuantificados, según el mercado actual. Estos se muestran en la Tabla 14. Cabe destacar que en este costo se considera la participación del personal actualmente contratado, lo que a su vez también tiene un costo de capacitación. El costo del coordinador de estudio, modelador y capacitación, será cubierto por más de un proyecto, en los que podrán participar paralelamente. No así, el coordinador BIM en el proyecto, ya que el deberá ser contratado por la duración total del proyecto, es quien deberá actualizar la información del modelo, planificación y costos. No obstante, al ser participantes necesarios para la metodología, se considera su sueldo total.

Tabla 14: Estimación costos para metodología BIM en la empresa

Personal	Rol	Costo
Modelador BIM	Modelador	\$800.000
Coordinador BIM Estudio	Especialista/Modelador	\$1.900.000
Coordinador BIM Terreno	Especialista/Modelador	\$2.200.000
Capacitaciones	-	\$3.000.000
Total		\$7.900.000

Los costos mencionados en la Tabla 14, son los salarios

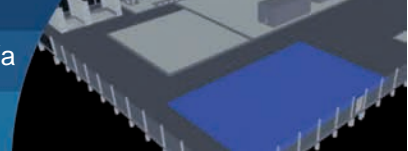
promedio para los puestos correspondientes. Además, se considera una suma alzada de la capacitación del personal contratado actualmente para estudio de propuestas, obteniendo un costo total de \$7.900.000. Sin embargo, tanto modelador, como Coordinador de estudio, participan del proyecto solo en la fase de diseño, por lo que se considera como un costo fijo, al igual que las capacitaciones, no así el coordinador de terreno cuyo costo es mensual. En el caso presentado los profesionales existen, pero no desarrollando la metodología BIM. Lo que se sugiere es capacitarlos en esta metodología. Los costos de capacitación y contratación, son establecidos en base al requerimiento de la obra, la dotación de profesionales será proporcional a la información necesaria para el proyecto.

Conclusiones

Al realizar la fase de construcción con la metodología BIM, se muestra un ahorro económico de \$5.303.811, siendo esto el 1.3% del costo total del proyecto, incluyéndose el costo del coordinador BIM de terreno por la etapa de construcción del proyecto. Tras la nueva planificación, las actividades de excavación analizadas tienen un término anticipado en 1 día hábil. Luego de los términos anticipados en las partidas analizadas, en la nueva planificación se observa una disminución de 3 días hábiles. Se comprueba que se cumplen todos los beneficios establecidos previamente a la utilización de la metodología BIM, tanto económica, como uso de la información.

Es necesario el uso de los softwares REVIT, NAVISWORKS y AUTOCAD para el desarrollo de la metodología BIM y PROJECT para una buena planificación, para el proceso de licitación y construcción. La implementación de la metodología se debe hacer desde el inicio de la fase de licitación o incluso en la fase de diseño. Es de vital importancia para el flujo de información. Se verifica que se cumplen todos los beneficios establecidos previamente a la utilización de la metodología BIM.

Innegablemente, aplicar una nueva metodología en cualquier organización es un proceso lento y de alto costo de recursos. Sin embargo, la evolución de la industria de la construcción, obliga a actualizar la forma de trabajo. La utilización de la metodología se hace necesaria para obras de gran envergadura, debido al alto flujo de información para realizar el proyecto. Si bien es cierto, el uso de



la metodología BIM significa mayor organización, es imprescindible actualizar la forma de trabajo, de modo de crear nuevos estándares, con respecto a las nuevas tecnologías a implementar en el área, estando a la vanguardia del rubro. Se prevé que aumente la eficiencia de las partidas al aplicar la metodología descrita, al mejorar la gestión de información entre los participantes, evitando errores y toma apresurada de decisiones en terreno. Así se podrá tener mayor control en el proyecto.

Referencias

AIA (2013). Building Information Modeling Protocol Form G202-2013. American Institute of Architects AIA (<http://www.aia.org>), Washington DC, USA

Aliaga Melo, G. (2012). *Implementación y metodología para la elaboración de modelos BIM para su aplicación en proyectos industriales multidisciplinarios*. Proyecto de título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile

CORFO (2015). Plan BIM Chile. Construye 2025. Santiago, Chile (<https://planbim.cl>)

Eastman, C., Teicholz, P., Sacks, R. and Liston, K. (2018). BIM handbook: A guide to building information modeling for owners, managers, designers, engineers and contractors. John Wiley & Sons. USA

Forgues, D., Iordanova, I., Valdivieso, F. and Staub-French, S. (2012). Rethinking the cost estimating process through 5D BIM: A case study. *Construction Research Congress 2012: Construction Challenges in a Flat World*, West Lafayette, Indiana, USA, 778-786

Hasan, A.N. and Rasheed, S.M. (2019). The benefits of and challenges to implement 5D BIM in construction industry. *Civil Engineering Journal* 5(2), 412-421

ISO 19650-1 (2018). Organización de la información sobre trabajos de construcción – Gestión de la información en el uso del BIM, Parte 1: Conceptos y principios. Ginebra, Suiza

ISO 19650-2 (2018). Organización de la información sobre trabajos de construcción – Gestión de la información en el uso del BIM, Parte 2: Fase de diseño y producción de los inmuebles. Ginebra, Suiza

Kim, K.P., Ma, T., Baryah, A.S., Zhang, C. and Hui, K.M. (2016). Investigation of readiness for 4D and 5D BIM adoption in the Australian construction industry. *Management Review: An International Journal* 11(2), 43-64

Montilla, A. (2017). Las claves para implantar BIM en una empresa española. <https://revistadigital.inesem.es/disenio-y-artes-graficas/implantacionbim/>

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

Plan BIM (2017). Roles en BIM. Corporación de Desarrollo Tecnológico CDT, CORFO. Santiago, Chile

PMG (2018). Diagnóstico de la situación actual de formación de capital humano en BIM en Chile. Consultora PMG, Santiago, Chile

Trejo Carvajal, N.A. (2018). *Estudio de impacto del uso de la metodología BIM en la planificación y control de proyectos de ingeniería y construcción*. Proyecto de título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile. Santiago, Chile

Stanley, R. and Thurnell, D. (2014). The benefits of, and barriers to, implementation of 5D BIM for quantity surveying in New Zealand. *Australasian Journal of Construction Economics and Building* 14(1), 105-117



Uso de escoria de cobre de un vertedero abandonado en mezclas asfálticas

Use of copper slag from an abandoned landfill in asphalt mixes

Fecha de entrega: 27 de diciembre 2020
Fecha de aceptación: 3 de septiembre 2021

Amin Nazer^{1,2}, María Castillo¹, Alicia López¹, Leonel Ortiz³ y Osvaldo Pavez^{2,4}

¹ Departamento de Construcción, Facultad Tecnológica, Universidad de Atacama, Avenida Copayapu 485, Copiapó, Chile, amin.nazer@uda.cl, maria.castillo@alumnos.uda.cl, alicia.lopez@alumnos.uda.cl

² Centro Regional de Investigación y Desarrollo Sustentable de Atacama CRIDESAT, Universidad de Atacama, Avenida Copayapu 485, Copiapó, Chile, osvaldo.pavez@uda.cl

³ Laboratorio Regional de Vialidad, Tierra Amarilla, Chile, leonel.ortiz@vialidad.mop.cl

⁴ Departamento de Ingeniería en Metalurgia, Facultad de Ingeniería, Universidad de Atacama, Avenida Copayapu 485, Copiapó, Chile

La escoria de cobre se considera un pasivo ambiental minero y normalmente se deposita en vertederos. Sin embargo, algunas investigaciones se han orientado a su utilización en la fabricación de morteros y hormigones. Por otra parte, no se han reportado estudios sobre el uso de escorias de cobre de vertederos abandonados del siglo XIX en el diseño de pavimentos asfálticos. En este estudio se evaluó el comportamiento de mezclas asfálticas en caliente conteniendo escoria de cobre de un vertedero abandonado del norte de Chile, como un sustituto parcial del árido grueso. Para el diseño y control de mezclas de pavimento bituminoso se utilizó el método de Marshall evaluando la densidad, porcentaje de huecos de aire en la mezcla, porcentaje de vacíos en el agregado mineral, fluencia y estabilidad. Además, se evaluaron mezclas asfálticas conteniendo entre 4.5 a 6.0% de asfalto con incrementos de 0.5% para cuatro tipos de mezclas con sustitución parcial de árido grueso convencional por escoria de cobre (0, 30, 50 y 70%, en peso). Como conclusión se puede señalar que, la mezcla con 5% de asfalto y 30% de escoria de cobre en remplazo de los áridos, es la mezcla más adecuada y podría ser usada en el diseño de mezclas asfálticas para pavimentos. La utilización de escoria de cobre de vertederos abandonados en la fabricación de pavimentos asfálticos contribuiría a mejorar las condiciones ambientales disminuyendo, además, la demanda de áridos en zonas desérticas como la Región de Atacama en Chile.

Palabras clave: escorias de cobre, pasivo ambiental minero, mezclas asfálticas, método de Marshall

Copper slag is considered a mining environmental liability and is usually deposited in landfills. However, some investigations have been oriented to their use in mortars and concretes. On the other hand, no studies have been reported on the use of copper slag from abandoned landfills of the 19th century in the design of asphalt pavements. In this study, the behaviour of hot asphalt mixtures containing copper slag from abandoned landfill in northern Chile, as a partial substitute for coarse aggregate was evaluated. For the design and control of bituminous pavement mixtures, the Marshall method was used. The parameters evaluated were density, % air voids in the mixture, % voids in the mineral aggregate, creep and stability. In addition, asphalt mixtures containing 4.5 to 6.0% were evaluated with increments of 0.5% asphalt for four types of mixtures with partial substitution of conventional aggregates by copper slag (0, 30, 50 and 70%, by weight). In conclusion, it can be pointed out that the mixture with 5% asphalt and 30% copper slag in replacement of the aggregate is the most suitable mixture and could be used in the design of asphalt mixtures for pavements. The use of copper slag from abandoned landfills in the manufacture of asphalt pavements, would contribute to improving environmental conditions, also decreasing the demand for aggregates in desert areas such as the Atacama Region in Chile.

Keywords: copper slag, mining environmental passive, asphalt mixtures, Marshall method



Introducción

La escoria de cobre (EC) se considera un pasivo ambiental minero y normalmente se deposita en vertederos, sin tener un uso alternativo. En el siglo XIX se establecieron alrededor de 40 fundiciones de cobre en el norte de Chile, las cuales produjeron barras de cobre para su exportación, generando EC como un residuo industrial sin valor comercial. El vertido de la EC se realizaba en playas, sectores agrícolas o en parajes desérticos de la Región de Atacama sin importar mayormente el impacto ambiental en el entorno. Actualmente se han reportado algunos estudios que incorporan EC de fundiciones modernas en la fabricación de morteros y hormigones con resultados satisfactorios (Nazer *et al.*, 2012, 2013). Además, hay estudios sobre la utilización de EC como un sustituto parcial y total de áridos convencionales por EC en mezclas asfálticas para pavimentos. Hassan y Al-Jabri (2011) estudiaron el uso de EC granulada como agregado fino, hasta en un 40% de sustitución, en hormigones asfálticos en caliente y evaluados mediante ensayo Marshall. Por otra parte, Muñoz (2012) utilizó EC como un sustituto de filler (menor a 0.075 mm, malla #200) en proporciones de 25, 50, 75 y 100%, en mezclas asfálticas evaluadas por el método Marshall. Los resultados indicaron que la EC mejora la estabilidad respecto de la mezcla control. Raposeiras *et al.* (2017) utilizaron una combinación de pavimento asfáltico reciclado (RAP) y EC con sustituciones de 0 a 40%, y 0 a 35%, respectivamente, empleando el método Marshall. Los resultados mostraron que la combinación RAP-EC otorga buenas propiedades a la mezcla asfáltica. Pérez (2017), destacando la utilización de EC como un material sustentable, indicó que ésta presentó una mayor resistencia a la desintegración en ciclos de hielo y deshielo, y una mejor adherencia con el asfalto. Pundhir *et al.* (2005) reportaron que la adición de EC como agregado fino en mezclas bituminosas, mejoró la trabazón y las propiedades volumétricas y mecánicas de las mezclas, sugiriendo su uso como un sustituto del agregado fino convencional. Ziari *et al.* (2016) evaluaron el efecto de la utilización de EC como material fino en el rendimiento de asfalto mezclado caliente, para ello estudiaron cinco mezclas de asfalto con diversos contenidos de escoria (0, 10, 20, 30 y 40% en peso), obteniendo los mejores resultados con la mezcla que contenía 20% de EC.

Debido a la gravedad específica más alta de la EC en comparación con los agregados naturales, la densidad aparente aumenta con la adición de escoria (Singh y Mishra, 2016; Chetan y Sowmya, 2015). Los valores de densidad en los cuatro tipos de mezclas asfálticas utilizadas en este estudio tienden a tener el mismo comportamiento, mostrando que, al aumentar el contenido de asfalto, la densidad se incrementa hasta llegar al valor óptimo, posteriormente se observa una caída de la densidad. Por otra parte, a medida que aumenta el reemplazo del árido por EC, como se esperaba, los valores de las densidades aumentan debido a la alta densidad de la escoria. En estudios realizados por Raposeiras *et al.* (2017), se indicó que la presencia de la EC provoca un aumento en la densidad de las mezclas cercano al 16%, debido al contenido de hierro incluido en su composición. Por otra parte, Pérez (2017) indicó que la EC al ser un árido más pesado podría presentar un mayor riesgo si se desprende de la superficie del pavimento, ya que tendría un potencial de destrucción mayor para vehículos circulando por la carretera.

Con relación al contenido de escoria, Ziari *et al.* (2015) informan que el uso de 20% de EC en mezcla de asfalto mejora la estabilidad y el rendimiento en las mezclas. Estos investigadores indican que la resistencia de las mezclas en la formación de baches disminuye sustancialmente al agregar más del 20% de escoria de cobre. Chetan y Sowmya (2015) reportaron que, al adicionar escoria de cobre a la mezcla como reemplazo del agregado fino, la estabilidad para 20% de la EC era más alta que para 10 y 30%. Por otra parte, Raposeiras *et al.* (2017) informaron que la incorporación de EC disminuye la estabilidad de las mezclas, obteniendo valores próximos a los obtenidos en la mezcla convencional. También se ha reportado que mezclas asfálticas preparadas con escorias de hornos de acería presentan valores más altos de estabilidad que las mezclas con agregados tradicionales, debido a ello las mezclas son más resistentes a la deformación causada por el tráfico, contribuyendo a la durabilidad del pavimento (Pérez, 2008).

Respecto de la fluencia, Raposeiras *et al.* (2017) informan que la adición de EC genera efectos favorables en la fluencia de las mezclas, manteniendo los valores en los límites permitidos por la norma, y cercanos a la mezcla tradicional. En cantidades elevadas de RAP se obtienen los



valores óptimos para un 15 y 25% de EC, mientras que para cantidades bajas de RAP se recomienda utilizar 35% de EC.

Como se ha visto, aún no se reportan estudios sobre el uso de EC como un sustituto parcial del árido grueso particularmente en el diseño de pavimentos asfálticos utilizando EC antiguas generadas por procesos de fundición con los primeros hornos de reverberos utilizados en Chile desde mediados del siglo XIX y hasta la primera década del siglo XX. Actualmente, las EC permanecen en vertederos abandonados en la costa del puerto de Caldera sin tener uso alguno (Figura 1).

El objetivo de este trabajo es evaluar mediante el método Marshall, el comportamiento de mezclas asfálticas en caliente conteniendo EC de un vertedero abandonado del siglo XIX, como un sustituto parcial del árido grueso convencional.



Figura 1: Vertedero de escoria de cobre abandonado en la costa de Caldera, Chile

Materiales

En el estudio realizado, se eligió el cemento asfáltico CA-24 por su grado de viscosidad absoluta, el cual se considera adecuado para el clima semiárido de la Región de Atacama, en el norte chileno. Las características del cemento asfáltico fueron determinadas en el laboratorio, verificándose el cumplimiento con los requisitos de MC (2012). Las características del cemento asfáltico CA-24 son mostradas en la Tabla 1.

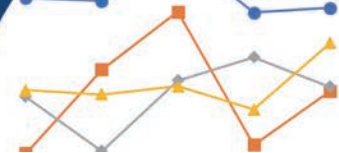
Tabla 1: Características del cemento asfáltico CA-24

Parámetro	Unidad	Valor	MC (2012)
Penetración a 25°C, 100 g, 5 s	1/10 mm	68	min. 40
Punto de ablandamiento	°C	48.5	--
Viscosidad absoluta a 60°C	Poise	2578	≥ 2400
Punto de inflamación	°C	363	min. 232
Ductilidad a 25°C, cm/min	cm	232	min. 100
Ensaye de la mancha	% xilol	-30	max. 30
Solubilidad en tricloroetileno	%	99	min. 99
Índice de penetración IP	-	-0.9	-1.5 a +1.0
Pérdida por calentamiento	%	0.08	max. 0.8
Penetración de residuo	% del original	65	-
Viscosidad absoluta a 60°C, 300 mm Hg	Poise	6347	-
Ductilidad a 25°C, 5 cm/min	cm	150	Mínimo 100
Índice de durabilidad ID	-	2.46	max. 3.5
Densidad de la mezcla de asfalto	kg/m ³	1010	-

Se utilizó árido convencional triturado de una planta del sector Viñita Azul, modificando en el laboratorio su granulometría tomando como referencia los valores promedio (% en peso) de la banda granulométrica semidensa que exige la especificación para la elaboración de las briquetas del ensayo Marshall. Las características físicas para los áridos de tamaños ¾", ½" y 3/8" son mostradas en la Tabla 2.

Tabla 2: Parámetros físicos de los áridos convencionales según el tamaño de partículas

Parámetro	Gravilla			Arena
	¾"	½"	3/8"	
Densidad aparente suelta, kg/m ³	1423	1435	1459	1735
Densidad real seca, kg/m ³	2636	2618	2617	2607
Densidad neta, kg/m ³	2734	2718	2734	2786
Absorción de agua, %	1.36	1.41	1.65	2.5
Índice de plasticidad, %	-	-	-	NP



La EC se recolectó de un vertedero abandonado del siglo XIX, ubicado en el sector Playa Negra en la Comuna de Caldera, Región de Atacama, Chile. Al igual que el árido convencional, la EC se clasificó por tamaño máximo de partículas necesarios para el diseño de la mezcla asfáltica. En la Tabla 3 se muestran las principales características físicas de la EC.

Tabla 3: Parámetros físicos de la EC según el tamaño de partículas

Parámetro	Gravilla		
	¾"	½"	3/8"
Densidad aparente suelta, kg/m ³	1606.0	1634.0	1684.0
Densidad real seca, kg/m ³	3240.3	3239.0	3210.7
Densidad neta, kg/m ³	3284.8	3273.9	3266.3
Absorción de agua, %	0.42	0.33	0.53

Métodos

La toma de muestra de EC se obtuvo de cuatro calicatas de 1 m de profundidad aproximadamente, excavadas con retroexcavadora. La EC fue seleccionada desde las paredes y el fondo de cada calicata y posteriormente fue homogeneizada y cuarteada mediante cortador de rifle en el laboratorio de Resistencia de Materiales de Construcción de la Universidad de Atacama. La caracterización mineralógica de la muestra de EC se realizó en el laboratorio del Departamento de Geología de la Universidad Católica del Norte, para ello se utilizó el difractor de rayos X Siemens D5000, con goniómetro vertical Bragg-Vretano, voltaje de 40 kV e intensidad de 30 mA.

En este estudio se utilizó la mezcla en caliente, siendo la más usada en la Región de Atacama por su buena adherencia, trabajabilidad, resistencia al volumen de tránsito, otorgando buenas propiedades al pavimento.

Para el diseño y control de mezclas de pavimento bituminoso se utilizó el método de diseño Marshall, el cual permite determinar el contenido óptimo de asfalto para cada mezcla en función de las características del árido. En este estudio se evaluó solo el diseño de las mezclas y las probetas fueron fabricadas en el Laboratorio Regional de Vialidad de Atacama. Las briquetas fueron elaboradas

con el mismo agregado pétreo y cemento asfáltico. La estabilidad de un pavimento asfáltico depende en gran medida de la graduación de los agregados, y de acuerdo con la granulometría de los áridos utilizados, se eligió la graduación semidensa establecida en MC (2014). De acuerdo con lo especificado por MC (2014), tanto para el árido triturado convencional como para la EC, se utilizó un tamaño de partículas mayor que 2.5 mm (#8 ASTM), y en las siguientes proporciones: 13% de gravilla ¾", 10% de gravilla de ½", 27% de gravilla de 3/8" y 50% de arena.

La determinación de los parámetros Marshall se realizó en muestras en triplicado y los resultados mostrados más adelante, corresponden al promedio de estos. Los parámetros Marshall estudiados fueron densidad, huecos de aire en la mezcla, vacíos en el agregado mineral, fluencia, estabilidad, y también se determinó el óptimo de asfalto en la mezcla según la especificación 8.302.47 del MC (2012). Además, en el diseño Marshall se evaluó la mezcla asfáltica con 4.5, 5.0, 5.5, 6.0 y 6.5% de asfalto. Para el estudio, se diseñaron cuatro tipos de mezclas asfálticas con sustitución parcial de árido grueso convencional por EC, permaneciendo constante la cantidad de árido fino (550 g de arena convencional). Las sustituciones (% en peso) evaluadas mostradas en la Tabla 4, fueron 0% (mezcla control), 30%, 50% y 70% de EC. Los ensayos se realizaron en el Laboratorio Regional de Vialidad, de acuerdo con las normas chilenas y con las especificaciones establecidas en MC (2012, 2014).

Tabla 4: Cantidad de agregado utilizada en las mezclas asfálticas

ID muestra	Proporción	13%	10%	27%	50%
	EC %	Gravilla ¾" g	Gravilla ½" g	Gravilla 3/8" g	Arena g
Control	0	143	110	297	550
EC-30	30	43	33	89	550
EC-50	50	72	55	149	550
EC-70	70	100	77	208	550

En la Tabla 5 se muestran las principales características de las mezclas, cumpliendo con la especificación 5.408.201.A del MC (2014), y en la Tabla 6, la caracterización de la fracción fina, cumpliendo con la especificación 5.408.201.B del MC (2014).



Tabla 5: Parámetros físicos de la mezcla asfáltica muestra control y muestras con EC

Parámetro	Unidad	Control	EC-30	EC-50	EC-70
Partículas trituradas	%	100	100	100	100
Partículas lajeadas	%	1.24	1.62	3.09	2.60
Desgaste de los Ángeles	%	29	30	28	19
Grado de ensayo	grado	6			
Índice de plasticidad		NP			
Sales solubles totales		no se detectan			
Desintegración por sulfato de sodio	%	1.21	1.05	0.92	0.58
Adherencia con CA-24	%	+95			
Método estático Riedel-Weber (escala 0-10)	grado	2 - 7			
Densidad máxima de la mezcla suelta	kg/m ³	2456			
Asfalto referido al agregado	%	5.5			
Cantidad de muestras		3			
Tipo de recipiente		A			
Densidad del asfalto	kg/m ³	1010			
Densidad efectiva	kg/m ³	2665.92	2667.20	2831.02	2798.48
Densidad real seca ponderada	kg/m ³	2614.63	2704.94	2765.14	2825.34

Tabla 6: Parámetros de la fracción fina de áridos

Parámetro	Unidad	Resultado
Índice de plasticidad	%	NP
Sales solubles	%	no se detectan
Equivalente de arena	%	78.62
Procedimiento agitación	-	mecánica
Adherencia con CA-24: Riedel-Weber (0 - 10)	grado	2 - 7

Por otra parte, el contenido óptimo de asfalto y las especificaciones para las diferentes muestras, y el diseño de la mezcla Marshall de la muestra control es presentado en las Tablas 7 y 8, respectivamente.

Tabla 7: Contenido óptimo de asfalto para las diferentes mezclas asfálticas

Contenido óptimo de asfalto, % ref. al agregado	Control	EC-30	EC-50	EC-70
Asfalto para máxima densidad	6.5	6.5	6.0	6.5
Asfalto para máxima estabilidad	5.5	5.5	6.0	6.5
Asfalto para 5% de huecos de aire	5.5	5.0	5.8	5.5
Promedio y tolerancia	5.8 ± 0.3%	5.7 ± 0.3%	5.9 ± 0.3%	6.2 ± 0.3%

Tabla 8: Características de la mezcla asfáltica de la muestra control

Parámetro	Unidad	Mezcla asfáltica					
CA 60-80	% asfalto	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0
Densidad	kg/m ³	2295.6	2314.0	2332.9	2335.9	2355.2	2349.2
DMM*	kg/m ³	2490.1	2472.9	2456.0	2439.5	2423.4	2407.7
Huecos Va	%	7.81	6.42	5.01	4.25	2.81	2.43
VAM**	%	15.98	15.71	15.43	15.72	15.42	16.03
Fluencia	0.25 mm	10.3	15.5	10.7	13.2	9.8	14.4
Estabilidad	N	13021	12901	14594	12492	12663	12921

* Densidad máxima de la mezcla sin compactar

** Porcentaje de vacíos en el agregado mineral

Resultados

Caracterización mineralógica de la EC

En la Tabla 9 se puede observar que la EC está compuesta principalmente por clinopiroxeno, silicato de hierro, magnesio-ferrita y titanio-magnetita.

Tabla 9: Características mineralógicas de la EC

Compuesto	Fórmula	%
Clinopiroxeno	(Mg _{0.6} Fe _{0.2} Al _{0.2})Ca(Si _{1.5} Al _{0.5})O ₆	33.2
Silicato de hierro	Fe ₂ SiO ₄	16.6
Magnesio-ferrita	MgFe ₂ O ₄	13.8
Titanio-magnetita	Fe ₂ TiO ₄	13.8
Óxido de bario y titanio	BaTiO ₃	11.8
Westita	FeO	5.6
Pigeonita	(Mg _{0.39} Fe _{0.52} Ca _{0.09})SiO ₃	4.8
Nantokita	CuCl	0.3
Cuprita	Cu ₂ O	0.1

Parámetros Marshall

En la Figura 2, se pueden observar los resultados promedios de la densidad en función de las variables contenido de asfalto y contenido de EC como sustituto del árido convencional. Para todas las muestras conteniendo EC se observa que poseen mayor densidad que la muestra control (0% EC). Como es natural, se aprecia que a medida que aumenta la cantidad de asfalto y el contenido de EC en la mezcla, en general aumenta su densidad. La mayor densidad alcanzada por todas las mezclas conteniendo EC en comparación con el control, se explica por la mayor densidad que posee la EC respecto del árido convencional.

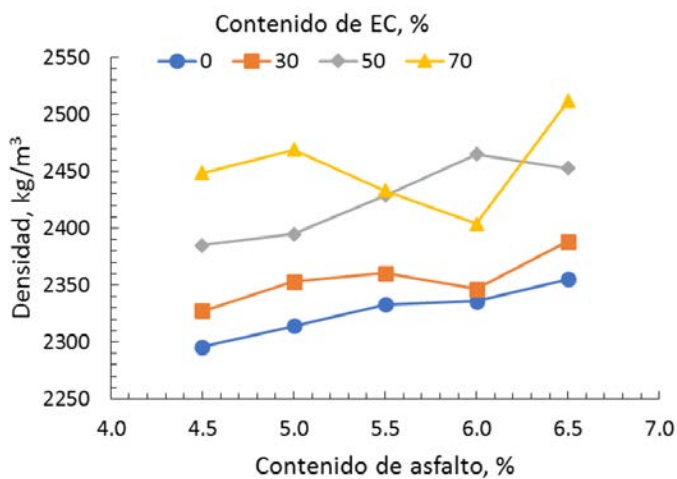


Figura 2: Densidad de las mezclas en función del % de asfalto y contenido de EC

En la Figura 3 puede observarse que todas las muestras que contienen EC presentan estabilidades de las mezclas inferiores al control. De acuerdo con la especificación de la tabla 5.408.203.A del MC (2014), la muestra control y la muestra EC-70 cumplirían el requisito de mezcla asfáltica para una carpeta de rodadura (9000 N mínimo) para todos los contenidos de asfalto estudiados, mientras que la muestra EC-30 cumple con el requisito de estabilidad para contenidos de asfalto de 5.0, 5.5 y 6.5%. Un comportamiento similar presenta la muestra EC-50 cumpliendo para todos los contenidos de asfalto, excepto para 5% de asfalto. Sin embargo, se puede observar que todas las muestras ensayadas cumplen con la especificación de estabilidad para el tipo de mezcla asfáltica para una base gruesa (6000 N mínimo). En general, al incrementar el contenido de asfalto la estabilidad aumenta, cohesionando las partículas del árido hasta llegar al óptimo en torno a 5.5%.

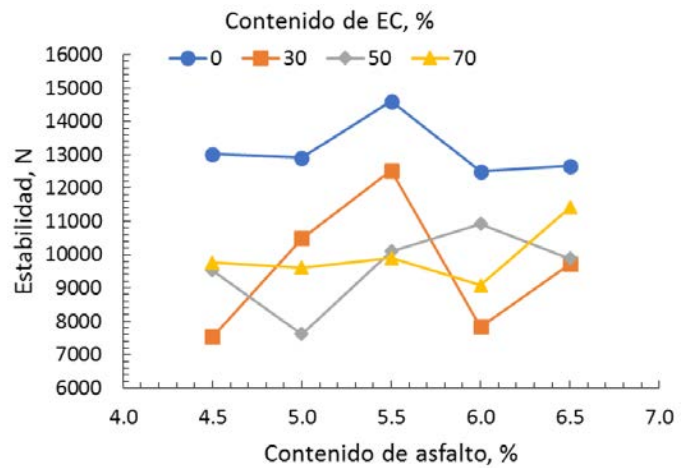


Figura 3: Estabilidad de las mezclas en función del % de asfalto y contenido de EC

En la Figura 4 se puede observar que en general todas las mezclas asfálticas estudiadas cumplen con la fluencia establecida en la especificación de la tabla 5.408.203.A del MC (2014), al situarse en el rango de 8 a 16 mm, exceptuando la muestra EC-70 con el contenido de asfalto de 6.5% la que se ubica levemente por debajo del mínimo.

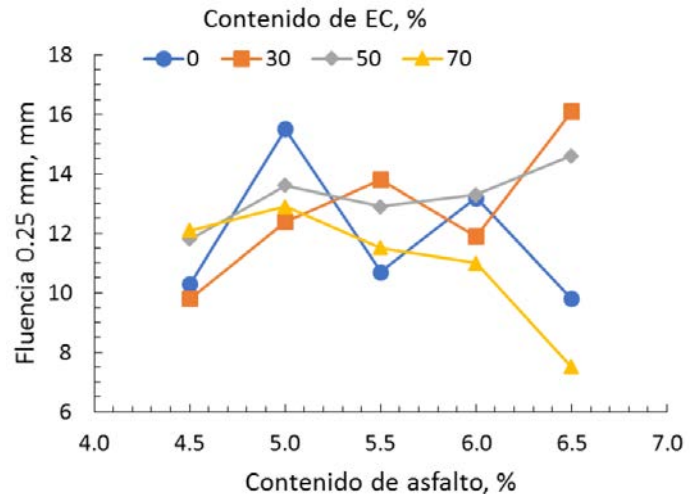


Figura 4: Fluencia de las mezclas en función del % de asfalto y contenido de EC

En la Figura 5, como es natural, se confirma que a mayor presencia de asfalto y de EC en la mezcla tiende a disminuir el porcentaje de huecos con aire en las briquetas. Comparando los valores de las curvas con los requisitos establecidos en la tabla 5.408.203.A del MC (2014), todas las muestras cumplen con las especificaciones para una base asfáltica gruesa (5 a 10% de huecos) con contenidos de asfalto de 4.5 y 5.0%, mientras que las muestras control,



EC-30 y EC-70 cumplen para una capa intermedia (3 a 8% de huecos) con contenidos de asfalto en el rango de 4.5 a 6.0%. Además, las muestras EC-30 y EC-70 cumplen para una carpeta de rodadura (4 a 6% de huecos) con contenidos de asfalto de 5.0 y 6.0%.

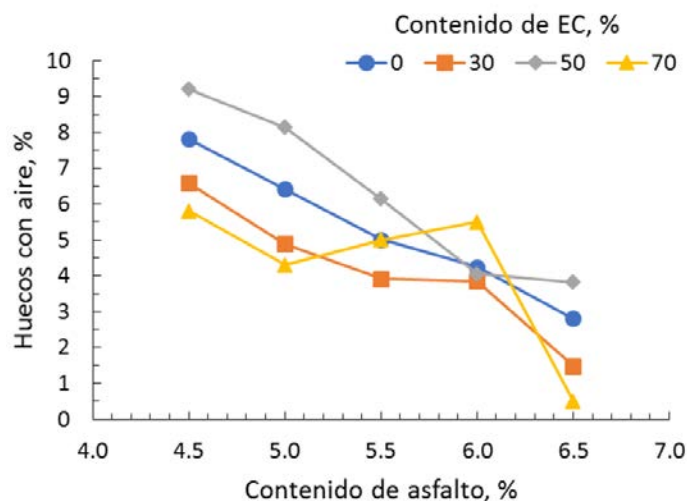


Figura 5: Contenido de huecos en las mezclas en función del % de asfalto y contenido de EC

En la Figura 6, se observa que todas las mezclas asfálticas estudiadas cumplen con el requisito de la especificación 5.408.203.B del MC (2014) para el contenido de vacíos de los agregados minerales, el cual es de 14% para el tamaño máximo de partículas, que para este estudio fue de 20 mm.

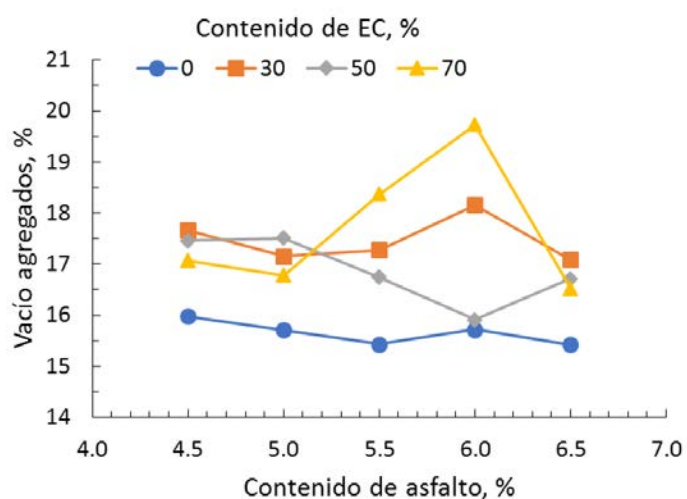


Figura 6: Vacío del agregado mineral en la mezcla en función del % de asfalto y contenido de EC

Conclusiones

Como conclusión general de este estudio, se puede señalar que:

Todas las muestras con sustituciones parciales de EC tienen mayor densidad que la muestra control. Por el contrario, la estabilidad se ve reducida en todas las muestras que contienen EC en comparación con la muestra que sirvió de control, sin embargo, cumplen con la especificación de estabilidad para el tipo de base asfáltica gruesa definida en el Manual de Carreteras (MC, 2014). La fluencia también es un parámetro de cumplimiento con los requisitos del Manual de Carreteras (MC, 2014) en todas las muestras ensayadas.

En relación con el contenido de huecos con aire, todas las muestras cumplen con las especificaciones para base asfáltica gruesa para los contenidos de asfalto de 4.5 y 5.0%; mientras que las muestras EC-30 y EC-70 cumplen tanto para una capa intermedia con contenidos de asfalto en el rango de 4.5 a 6.0%, como para una carpeta de rodadura para contenidos de asfalto de 5.0 y 6.0%.

Respecto del contenido de vacío de los agregados minerales, todas las mezclas asfálticas estudiadas cumplen con el requisito de la especificación del Manual de Carreteras (MC, 2014).

Al diseñar un pavimento asfáltico con sustitución parcial de agregados convencionales por EC, los resultados sugieren su utilización hasta en un 30% de su contenido pétreo en la fracción gruesa, ya que una sustitución mayor, demandaría un aumento de la cantidad de asfalto requerido para alcanzar el diseño óptimo.

La utilización de pasivos ambientales mineros, como las EC estudiadas en mezclas asfálticas en caliente, contribuyen a mejorar las condiciones ambientales y la demanda de áridos en zonas semi desérticas como la Región de Atacama en Chile.

Agradecimientos

Los autores agradecen al personal del Laboratorio Regional de Vialidad Atacama, por contribuir con el equipamiento en la realización de los ensayos.

Referencias

Chetan, M.K. and Sowmya, N.J. (2015). Utilization of copper slag in bituminous concrete with a stone dust and fly ash as a filler material. *International Journal for Research in Applied Science & Engineering Technology* 3(VI), 425-431



- Hassan, H.F. and Al-Jabri, K. (2011). Laboratory evaluation of hot-mix asphalt concrete containing copper slag aggregate. *Journal of Materials in Civil Engineering* 23(6), 879-885
- MC (2014). Especificaciones técnicas generales de construcción. Manual de Carreteras, volumen 5, Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas de Chile
- MC (2012). Especificaciones y métodos de muestreo, ensaye y control. Manual de Carreteras, volumen 8, Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas de Chile
- Muñoz, H. (2012). *Análisis de pavimentación (MDC-3) mejoradas con escorias (no ferrosas) de fundición de cobre (ensayo Marshall INV-E 748-07)*. Trabajo de grado Ingeniero Civil, Universidad Militar Nueva Granada, Bogotá, Colombia
- Nazer, A., Pavez, O. and Rojas, F. (2012). Use of copper slag in cement mortar. *Revista Escola de Minas* 65(1), 87-91
- Nazer, A., Pavez, O. and Toledo, I. (2013). Effect of type cement on the mechanical strength of copper slag mortars. *Revista Escola de Minas* 66(1), 85-90
- Pérez, Y. (2017). *Utilización de escoria de cobre de CODELCO Ventanas como agregado pétreo para tratamientos superficiales asfálticos simples en la Región de Valparaíso*. Memoria Ingeniero Civil, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile
- Pérez, E. (2008). *Evaluación de las escorias de horno como agregado en mezclas asfálticas*. Trabajo de graduación Ingeniero Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala
- Pundhir, N.K.S., Kamaraj, C. and Nanda, P.K. (2005). Use of copper slag as construction material in bituminous pavements. *Journal of Scientific & Industrial Research* 64, 997-1002
- Raposeiras, A., Movilla, D., Vargas, A., Bilbao, R. and Cifuentes, C. (2017). Evaluación de rigidez Marshall, tracción indirecta y módulo resiliente en mezclas asfálticas con RAP y escoria de cobre. *Revista Ingeniería de Construcción* 32(1), 15-24
- Singh, S. and Mishra, A.K. (2016). Utilization of copper slag and stone dust in bituminous pavement with hydrated lime as filler material. *International Journal of Advance Research in Science and Engineering* 5(4), 237-250
- Ziari, H., Moniri, A., Ayazi, M.J. and Nakhaei, M. (2016). Investigation of rutting performance of WMA mixtures containing copper slag. *International Journal of Transportation Engineering* 3(3), 227-235

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.



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

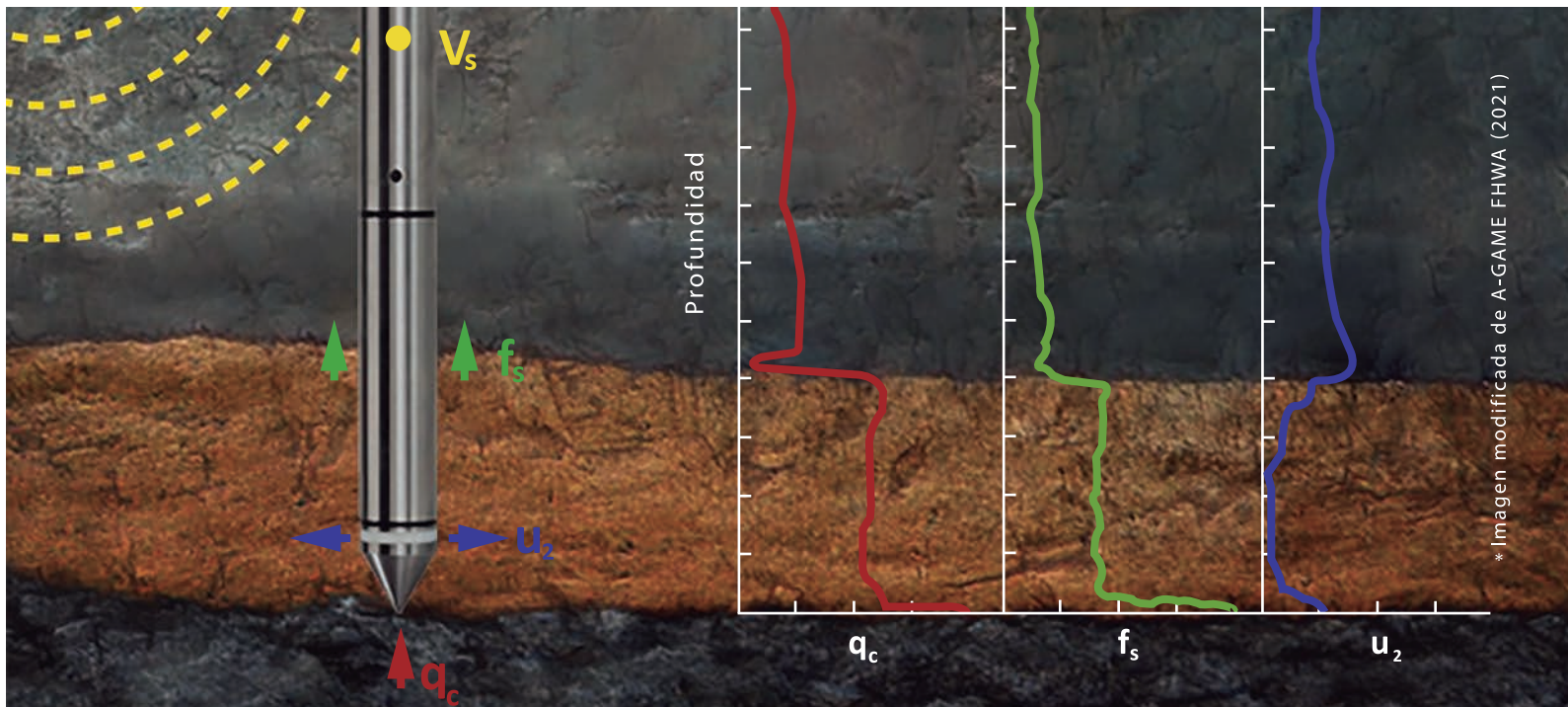
Densidad In Situ
Hormigones
Asfaltos

Prospección de Suelos

Sondajes Marítimos
Sondajes Terrestres
Calicatas

Laboratorio Acreditado

bajo NCh-ISO 17025 y
registro vigente MINVU



* Imagen modificada de A-GAME FHWA (2021)

ARAGÓN

LTD.A

INGENIERÍA DE SUELOS

SERVICIOS

- Estudios de mecánica de suelos
- Sondajes SPT y SCPTu
- Calicatas
- Ensayos de laboratorio
- Medición de ondas superficiales ($V_{s_{30}}$)
- HVSR Nakamura
- Análisis de licuación

INSCRIPCIONES

- 1º Categoría Registro Nacional de Consultores Minvu - MOP
- Revisor de proyectos de Cálculo Estructural: Geotecnia o Mecánica de suelos

CONTÁCTENOS

📍 Calle Dos Nº11 Villa Universitaria, Concepción

☎ +569 8157 2036

✉ suelos@jaingenieria.cl

🌐 www.arangengeotecnia.cl

🌐 Aragon Ingeniería de Suelos

📷 arangengeotecnia



LABORATORIO ACREDITADO

ENSAYOS AVANZADOS DE MECÁNICA DE SUELOS Y MECÁNICA DE ROCAS

MECÁNICA DE SUELOS

- Triaxial monotónico (CID, CIU, UU)
- Triaxial en extensión
- Triaxial Cíclico
- Ensayos hidrométricos
- Permeabilidad de pared rígida y flexible
- Resistividad térmica y eléctrica
- Ensayos de Succión
- Consolidación
- Consolidación CRS
- Ensayos químicos

MECÁNICA DE ROCAS

- Compresión no confinada
- Determinación de constantes elásticas
- Triaxial hasta 70 MPa de presión de confinamiento
- Triaxial con determinación de E y V
- Ensayos de compresión con control de carga o control de deformación constante
- Corte directo en Roca con determinación de cohesión y ángulo de fricción aparentes
- Tensión indirecta (Brasileño)
- Abrasividad cerchar
- Ensayo de desgaste o durabilidad slake
- Determinación de carga puntual



FERRARA

PROYECTOS ESPECIALES



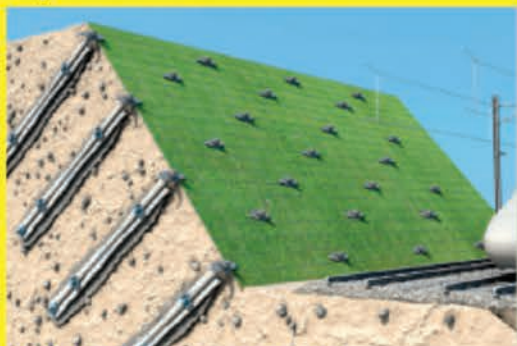
OBRAS PREVIAS | PILOTES DE GRAN DIÁMETRO | MURO PANTALLA
MURO BERLINÉS | SOIL NAILING | ANCLAJES | FORTIFICACIONES
EXCAVACIONES MASIVAS | CAMPAÑAS GEOTÉCNICAS



Avenida Ossa 235, Oficina 1150, La Reina
Av. Concón Reñaca 41, Oficina 1, 3er Piso, Concón
contacto@ferrara.cl | +562 2204 1010
www.ferrara.cl

Micropilotes TITAN

Aplicaciones



Claveteado de suelos



Ejecución de túneles



Protección contra subpresiones



Retrofijación de tablestacas



ISCHEBECK[®]
CHILE

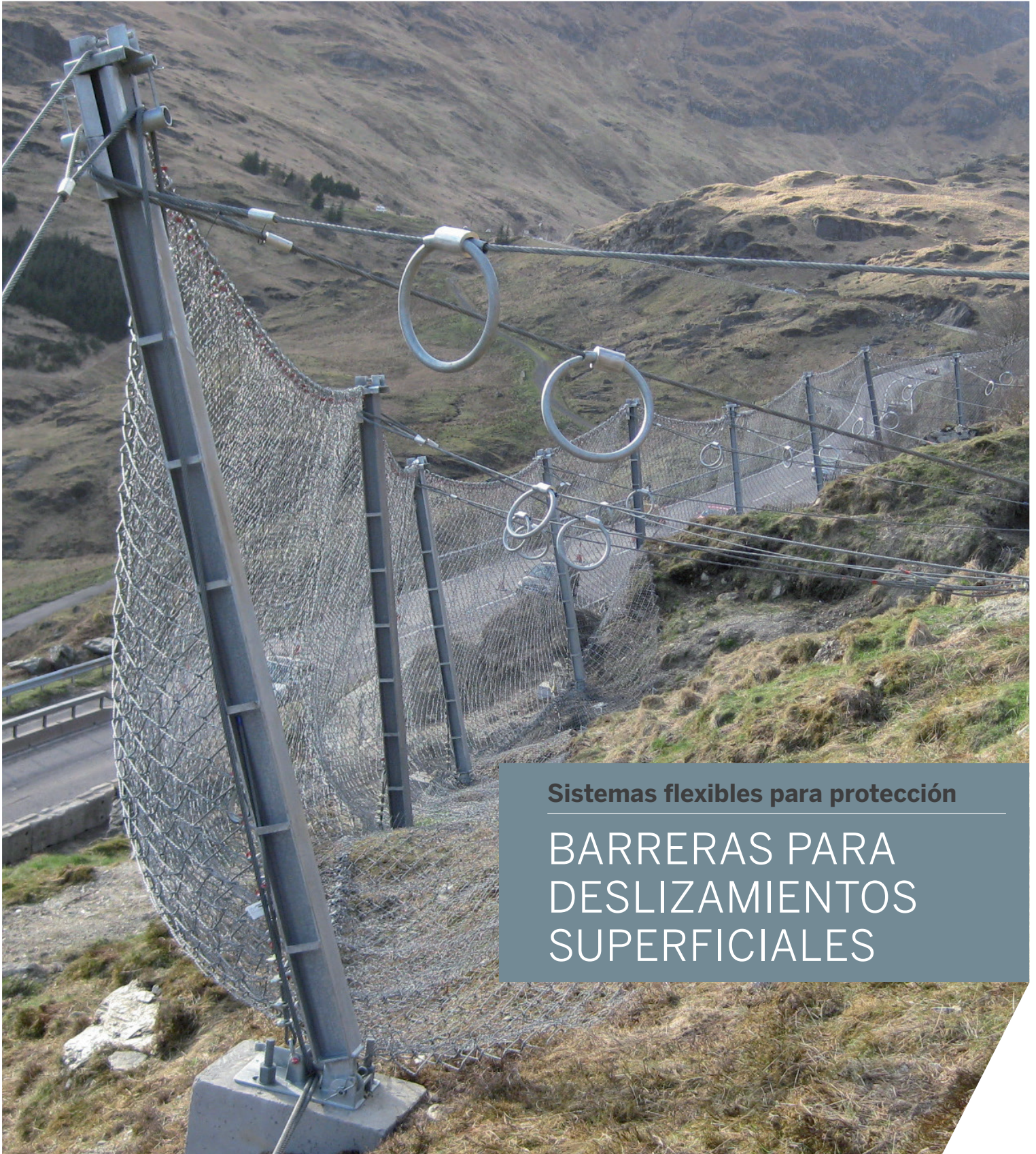
Filial en Chile
Ischebeck Chile S.A.
Av. Echeñique 5839,
Of 509. La Reina - Santiago
comercial@ischebeckchile.com
www.ischebeckchile.cl



www.geobrugg.cl

GEOBRUGG®
BRUGG

Safety is our nature



Sistemas flexibles para protección

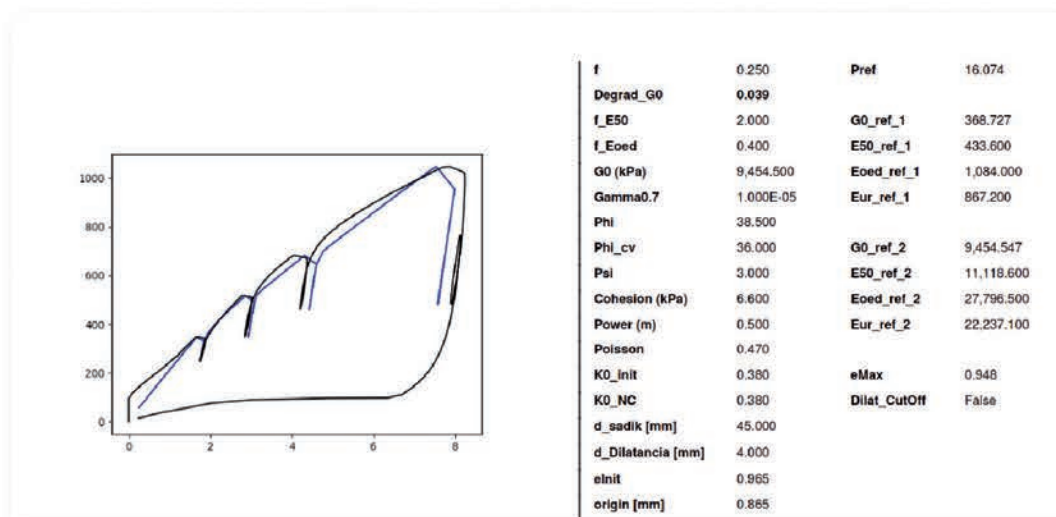
**BARRERAS PARA
DESLIZAMIENTOS
SUPERFICIALES**



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