



UCSC

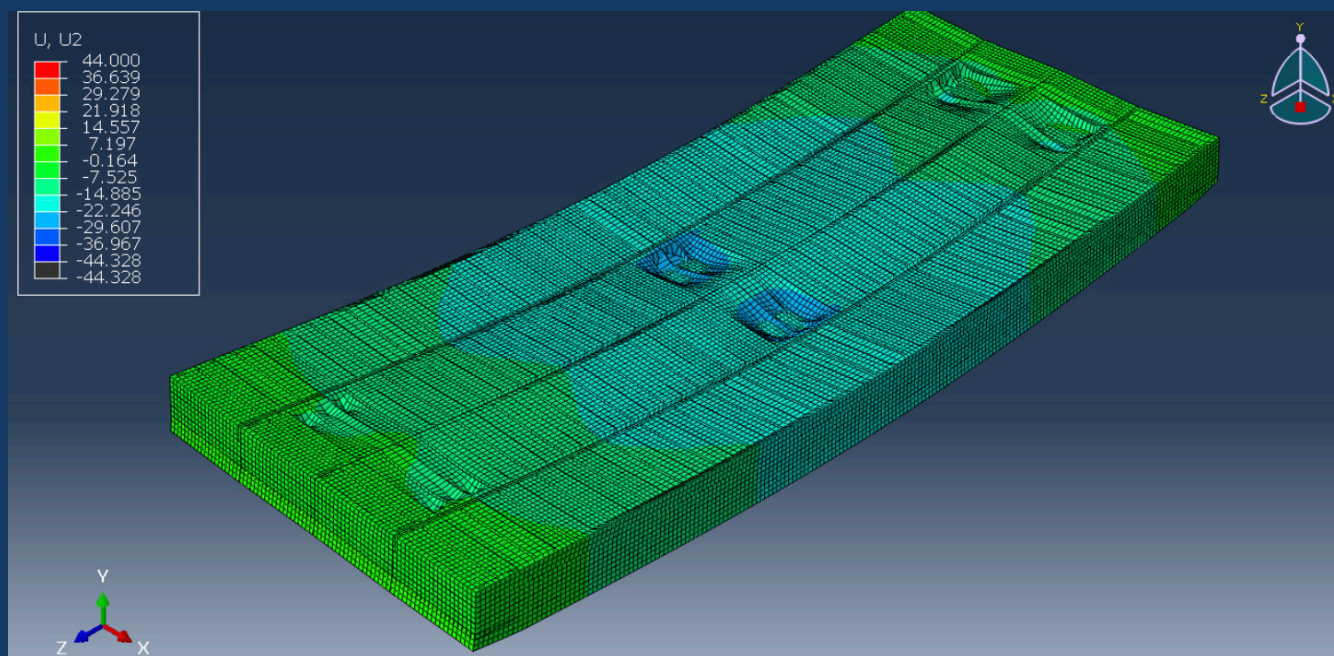
Facultad de
Ingeniería

Universidad Católica de la Santísima Concepción

OBRAS Y PROYECTOS

REVISTA DE INGENIERÍA CIVIL

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE LA SANTÍSIMA CONCEPCIÓN



Seismic coefficients adopted in the design of Chilean tailings dams

Coefficientes sísmicos adoptados en el diseño de presas de relaves chilenas
J. Olivares, C. Pastén, K. Monsalve, G. Novoa and R. Gesche

Uso de relaves de flotación de escorias de cobre en hormigón

Use of copper slag flotation tailings in concrete
A. Nazer, O. Pavez y H. Flores

Efecto de cenizas de semilla de palta, durazno y fibra de sisal en el comportamiento de una subrasante arcillosa

Effect of avocado and peach seed ashes and sisal fibre on the performance of clayey subgrade
D. Calizaya, J. Mamani y M. Muñiz

Productividad y transformación digital: el rol del BIM en la industria de la construcción chilena

Productivity and digital transformation: the role of BIM in the Chilean construction industry
R.F. Olivares

Predicción del contenido de humedad de suelos expuestos a la intemperie para la capa de subbase usando simulación experimental en cámara climática

Prediction of moisture content of soils for the sub-base layer using experimental simulation in a climatic chamber
G. Lema, L. Merino, S. Calderón y R. Martínez

Ensayos no destructivos en el diagnóstico de puentes: conclusiones después de 15 años de ejercicio

Non-destructive testing in bridge diagnostics: conclusions after 15 years of practice
F. Schanack, J. Antiao, J. Gacitúa y T. González

Aprovechamiento de residuos de procesos como material para capas de pavimentos

Utilization of process waste as material for pavement layers
J. Rivera, I. Zapata, L. Delbono, L. Aguayo, V. Fuentes y A. González

Análisis de factibilidad sobre la reutilización de plataformas de industrias pesqueras para puentes provisorios

Feasibility analysis on the reuse of fishing industry platforms for temporary bridges
W. Zavala y F. Schanack

Control de calidad de pernos de anclaje en roca: especificación técnica para ensayos de extracción

Quality control of rock bolts: technical specification for pull-out tests
J. Gacitúa, F. Schanack y T. González

Escoria de cobre: una alternativa sustentable para la construcción de pavimentos rígidos

Copper slag: a sustainable alternative for rigid pavement construction
B. Valdés-Kern, C. Burbano-García, Y. Silva, G. Araya-Letelier, M. González

Estudio preliminar de la viabilidad de hormigones con fibra metálica de neumáticos fuera de uso para pavimentos autocalentables

Preliminary feasibility study of concrete with metallic fibres from end-of-life tires for self-heating pavements
Y. Segura, P. Vidal, B. Vivar, C. Villarreal, R. Aguilar, C. Borquez

Guía para publicar en Obras y Proyectos

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

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

Editor

Dr. Felipe Villalobos
Universidad Católica de la Santísima Concepción

Editores invitados

Dr. Víctor Aguilar
Universidad de Concepción, Chile
Dr. Manuel Chávez-Delgado
Universidad Andres Bello, Concepción, Chile
Dr. Tomás Echaveguren
Universidad de Concepción, Chile

Comité editorial

Dr. Juan Ayala
Klohn Crippen Berger, Perth, Australia
Dr. Nilo Consoli
Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil
Dr. Suched Likitlersuang
Universidad Chulalongkorn, Bangkok, Tailandia
Dr. Óscar Link
Universidad de Concepción, Chile
Dr. Giang Nguyen
The University of Adelaide, Australia
Dr. Efraín Ovando
Instituto de Ingeniería, UNAM, México
Dr. Luis Felipe Prada-Sarmiento
Aarhus University, Dinamarca
Dr. Iván Salazar
Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile
Dra. Alejandra Stehr
Universidad de Concepción, Chile
Dr. Tetsuo Tobita
Universidad de Kansai, Osaka, Japón
Dr. Ingo Weidlich
HafenCity University, Hamburgo, Alemania
Dr. Torsten Wichtmann
Ruhr University Bochum, Alemania
Dr. Patricio Winckler
Universidad de Valparaíso, Chile


Diseño y diagramación

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

Contacto y envío de artículos

oyp@ucsc.cl
www.obrasyproyectos.org

Periodicidad: semestral (edición de Otoño y Primavera)

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

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

 www.webofscience.com

Definición de la Revista

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

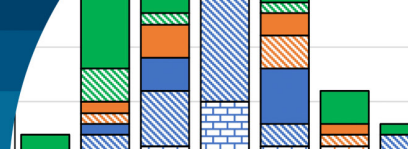
Revisión de artículos por pares evaluadores externos

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

Contenidos



- 4** Seismic coefficients adopted in the design of Chilean tailings dams
Coefficientes sísmicos adoptados en el diseño de presas de relaves chilenas
J. Olivares, C. Pastén, K. Monsalve, G. Novoa and R. Gesche
- 27** Uso de relaves de flotación de escorias de cobre en hormigón
Use of copper slag flotation tailings in concrete
A. Nazer, O. Pavez y H. Flores
- 35** Efecto de cenizas de semilla de palta, durazno y fibra de sisal en el comportamiento de una subrasante arcillosa
Effect of avocado and peach seed ashes and sisal fibre on the performance of clayey subgrade
D. Calizaya, J. Mamani y M. Muñiz
- 47** Productividad y transformación digital: el rol del BIM en la industria de la construcción chilena
Productivity and digital transformation: the role of BIM in the Chilean construction industry
R. F. Olivares
- 60** Predicción del contenido de humedad de suelos expuestos a la intemperie para la capa de subbase usando simulación experimental en cámara climática
Prediction of moisture content of soils for the sub-base layer using experimental simulation in a climatic chamber
G. Lema, L. Merino, S. Calderón y R. Martínez
- 68** Ensayos no destructivos en el diagnóstico de puentes: conclusiones después de 15 años de ejercicio
Non-destructive testing in bridge diagnostics: conclusions after 15 years of practice
F. Schanack, J. Antiao, J. Gacitúa y T. González
- 77** Aprovechamiento de residuos de procesos como material para capas de pavimentos
Utilization of process waste as material for pavement layers
J. Rivera, I. Zapata, L. Delbono, L. Aguayo, V. Fuentes y A. González
- 83** Análisis de factibilidad sobre la reutilización de plataformas de industrias pesqueras para puentes provisorios
Feasibility analysis on the reuse of fishing industry platforms for temporary bridges
W. Zavala y F. Schanack
- 91** Control de calidad de pernos de anclaje en roca: especificación técnica para ensayos de extracción
Quality control of rock bolts: technical specification for pull-out tests
J. Gacitúa, F. Schanack y T. González
- 97** Escoria de cobre: una alternativa sustentable para la construcción de pavimentos rígidos
Copper slag: a sustainable alternative for rigid pavement construction
B. Valdés-Kern, C. Burbano-García, Y. Silva, G. Araya-Letelier y M. González
- 107** Estudio preliminar de la viabilidad de hormigones con fibra metálica de neumáticos fuera de uso para pavimentos autocalentados
Preliminary feasibility study of concrete with metallic fibres from end-of-life tires for self-heating pavements
Y. Segura, P. Vidal, B. Vivar, C. Villarreal, R. Aguilar y C. Borquez



Seismic coefficients adopted in the design of Chilean tailings dams

Coeficientes sísmicos adoptados en el diseño de presas de relaves chilenas

Fecha de entrega: 23 de marzo 2025

Fecha de aceptación: 2 de julio 2025

Jaime Olivares¹, César Pastén¹, Karina Monsalve², Gullibert Novoa² and Roberto Gesche¹

¹ University of Chile, Department of Civil Engineering, Av. Blanco Encalada 2002, Santiago, Chile, jaime.olivares@ug.uchile.cl, cpasten@uchile.cl (<https://orcid.org/0000-0002-6683-0619>), rgesche@uchile.cl

² Servicio Nacional de Geología y Minería de Chile, Department of Mine Safety, karina.monsalve@sernageomin.cl, gullibert.novoa@sernageomin.cl

The design of tailings dams considers a pseudo-static stability analysis using the limit equilibrium method, where inertial effects are captured by forces proportional to the weight of the sliding mass and seismic coefficients. This study compiles and analyzes a database of horizontal seismic coefficients (k_h) adopted in the design of 125 tailings dams built in Chile from 1983 to 2022. The database also considers geometric, seismic, and geotechnical information that influences the factors of safety obtained in slope stability analyses. This study reviews 11 methods adopted for the estimation of k_h and recommends a range of values for design earthquakes.

Keywords: seismic coefficients, tailings dams, pseudo-static analysis

El diseño de presas de relaves considera un análisis de estabilidad pseudoestático mediante el método de equilibrio límite, donde los efectos inerciales se capturan mediante fuerzas proporcionales al peso de la masa deslizante y a los coeficientes sísmicos. Este estudio recopila y analiza una base de datos de coeficientes sísmicos horizontales (k_h) adoptados en el diseño de 125 presas de relaves construidas en Chile entre 1983 y 2022. La base de datos también considera información geométrica, sísmica y geotécnica que influye en los factores de seguridad obtenidos en los análisis de estabilidad de taludes. Este estudio revisa 11 métodos adoptados para la estimación de k_h y recomienda un rango de valores para sismos de diseño.

Palabras clave: coeficientes sísmicos, presas de relaves, análisis pseudoestático

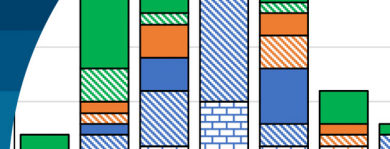
Introduction

Tailings storage facilities (TSFs) are designed to safely impound large volumes of mine waste. The optimal design and performance evaluation of these structures is a matter of concern since larger TSFs are being built, increasing the consequences in case of a breach (Bowker and Chambers, 2015), such as the recent high-profile failures in Canada (Mount Polley, 2014) and Brazil (Samarco 2015 and Brumadinho 2019) (Williams, 2021).

Chile has 791 TSFs according to the National Geology and Mining Service (Sernageomin, 2024), being the third in the World behind China with 5189 TSFs (Tang *et al.*, 2020) and the United States with 1635 TSFs (US Army Corps of Engineers, 2019). Currently, the design,

construction, and operation of the TSFs is ruled by the Supreme Decree N° 248 (DS248, Ministerio de Minería, 2007) and the Decree N° 50 (D50, Ministerio de Obras Públicas, 2015). These standards require several analyses to verify the physical stability of tailings dams, including slope stability analyses, numerical dynamic analyses, detailed geotechnical characterization, and seismic hazard studies.

The DS248 mandates physical stability analyses in four phases. Phase I consists of pseudo-static analyses using the limit equilibrium method, assuming total liquefaction of the impounded tailings. In Phase II, pseudo-static analyses consider a simplified estimate of pore water pressures. Phase III requires dynamic analyses with numerical



simulations to estimate seismic displacements. Finally, Phase IV considers analyses for the TSF closure condition, considering a design earthquake, that can be equivalent to a maximum credible earthquake (MCE), and aging effects on material properties. Regarding stability verifications in Phases I and II, the minimum required pseudo-static factor of safety is $FoS_{ps} = 1.2$ for the design earthquake.

The D50 classifies TSFs according to dam height and impounded tailings volume as shown in Table 1. The stability of TSFs, according to the D50 standard, is evaluated as follows. For class-A dams, static and pseudo-static analyses are required where simplified methods can be used to obtain the horizontal peak ground acceleration (PGA). For class-B dams, static and pseudo-static analyses are needed for the MCE and the design earthquake. The MCE is defined as the largest earthquake that can occur in a site, because of a recognized tectonic fault or because it is located within a certain seismotectonic region and framework. This earthquake can cause the largest ground shaking, for which the facility should be designed or evaluated. A dam should not experience a sudden collapse or uncontrolled release if subjected to the MCE although tolerable dam damage and adjoining facilities is accepted. The design earthquake is the one that causes a ground shaking resulting in minor and acceptable dam damage, appurtenant structures, and equipment, without interrupting the operation of the facility. The associated return period should not be lower than 475 years. The design earthquake is considered in this study as the operating basis earthquake (OBE). The need to include dynamic analyses in the stability evaluation of class-B dams depends on the seismicity of the area, the type of dam, its foundation soil, and other characteristics that must be duly justified in the project. For class-C dams, static stability analyses and dynamic analyses are required. These last analyses should be performed with ground motion records of Chilean earthquakes of magnitudes larger than $M_s = 8.5$. In this case, pseudo-static stability analyses are not required. Regarding the stability verification, the minimum required static factor of safety is $FoS_{st} = 1.4$ and the minimum pseudo-static factor of safety is $FoS_{ps} = 1.2$. In addition, the post-seismic stability of class-B and -C dams should be verified and comply with a minimum factor of safety $FoS_p = 1.0$.

Table 1: Dam class according to the D50

Class	Dam maximum height, H	Impounded volume, Vol
A	$5 \text{ m} < H < 15 \text{ m}$	$50.000 \text{ m}^3 < \text{Vol} < 1.500.000 \text{ m}^3$
B	$15 \text{ m} \leq H < 30 \text{ m}$	$1.500.000 \text{ m}^3 \leq \text{Vol} < 60.000.000 \text{ m}^3$
C	$H \geq 30 \text{ m}$	$\text{Vol} \geq 60.000.000 \text{ m}^3$

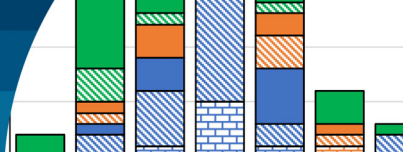
In the pseudo-static analysis, the horizontal force that represents the inertial force during an earthquake is expressed as the product of a horizontal seismic coefficient (k_h) and the weight of a potential sliding mass. For the seismic coefficient to properly capture the seismic stability of a tailings dam, several critical factors must be considered, such as the characteristics of the earthquake ground motion, the seismic amplification of the dam, the geotechnical material properties (e.g., the shear strength parameters and the mass density), as well as the location, the geometry, the static factor of safety, and the stiffness of the sliding mass (Duncan *et al.*, 2014; Seed and Martin, 1966).

The most classical approaches to estimate seismic coefficients reviewed in the literature (e.g., Duncan *et al.*, 2014; Kramer, 1996) recommend seismic coefficients as a function of the earthquake magnitude, the peak ground acceleration (PGA), the pseudo-static factor of safety, the tolerable sliding mass displacement, and the extend of the material strength reduction during cyclic loading.

This study focuses on compiling and analyzing a database of k_h adopted in the design of 125 tailings dams in Chile from 1983 to 2022. The database considers geometrical features of the dams, as well as design considerations, such as operational and maximum credible earthquakes, peak ground accelerations, earthquake mechanisms (interface, inslab, and shallow crustal), static and pseudo-static factors of safety, and seismic displacements, when available. The study revises the different methods adopted in the evaluation of k_h and the seismic performance of a group of dams subjected to large subduction earthquakes in the last decades. The study aims at supporting the selection of k_h in future designs of tailings dams based on the experience of the past 40 years.

Methods for estimating seismic coefficients

This section describes the methods to estimate k_h considered



in the design of the 125 TSFs compiled in the database presented in Table A1 in the Annex.

Method 1 – Saragoni (1993)

Saragoni's (1993) method was developed in a seismic risk report for the reconstruction of the Port of Valparaíso after the 1985 M_w 8.0 Valparaíso Earthquake (Ruiz and Madariaga, 2018). This method modified Noda and Uwave's (1976) equation (1), which defined k_h as a function of the peak ground acceleration (PGA) and the acceleration of gravity (g).

$$k_h = \begin{cases} \frac{PGA}{g} & PGA \leq 0.2g \\ \frac{1}{3} \left(\frac{PGA}{g} \right)^{\frac{1}{3}} & PGA > 0.2g \end{cases} \quad (1)$$

This equation was developed based on the seismic failure of several gravity quay walls in Japanese port facilities, assuming the quay walls were in a limit equilibrium state (*i.e.*, $FoS_{ps} \sim 1.0$). The PGAs were inferred from ground motion models developed from ground shakings recorded with Japanese SMAC-type accelerographs that were unable to adequately record high frequency motions, hence, underpredicting the PGA. Saragoni (1993) proposed a method to correct PGA recorded from SMAC accelerographs to a PGA recorded from Kinometrics SMA-1 accelerographs, which have improved high frequency resolution and were used in Chile at the time. The ratio between PGA estimated from SMA-1 and SMAC accelerographs was estimated at 3.31. Then, equation (1) was modified to determine k_h from PGA recorded from Kinometrics SMA-1 accelerographs as

$$k_h = \begin{cases} 0.3 \frac{PGA}{g} & PGA \leq 0.67g \\ 0.22 \left(\frac{PGA}{g} \right)^{\frac{1}{3}} & PGA > 0.67g \end{cases} \quad (2)$$

This method is usually applied considering the PGA estimated from seismic hazard studies.

Method 2 – Decree No. 86 (1970)

The Decree N° 86 (D86, Ministerio de Minería, 1970) regulated the construction and operation of tailings dams

in Chile from 1970 to 2007, before the enactment of the DS248 in 2007. D86 defined the k_h in equation (3) as a function of the number of inhabitants (N) within a critical zone determined by the hazardous distance (D_h) after the tailings facility closure.

$$k_h = 0.05 \log(100 + N) \quad (3)$$

The hazardous distance (D_h) in equation (4) is calculated as a function of the tailings tonnage susceptible to liquefaction T (tons) and the slope of the natural terrain downstream the tailings facility i (%).

$$D_h = 2 \cdot 10^{-6} T \cdot i \text{ [km]} \quad (4)$$

This method was intended only for designs that considered the OBE. The minimum k_h obtained when no population is affected downstream of the tailings facility is $k_h(N = 0) = 0.1$.

Method 3 – Guidelines DS248 (2016)

Sernageomin published guidelines for the correct use of the technical aspects of the DS248 targeted to small mining projects producing less than 5.000 tons/month (Sernageomin, 2016). The guidelines recommended the estimation of k_h as a function of the maximum effective acceleration (A_0) defined in the Chilean building seismic design standard (NCh 433, Instituto Nacional de Normalización, 2012).

$$k_h = 0.5 \frac{A_0}{g} \quad (5)$$

The A_0 depends on the seismic zone where the tailings facility is located. The NCh433 divides the Chilean territory into three seismic zones (Figure 1(a)) based on a regional seismic hazard assessment that considers the historic seismicity, as well as the geologic and seismological framework of the country. The coastal Zone 3 is assigned $A_0 = 0.4g$, the central valleys Zone 2 is assigned $A_0 = 0.3g$, and the mountains Zone 1 is assigned $A_0 = 0.2g$. Hence, the k_h considered in the guidelines for Zones 3, 2, and 1 are $k_h = 0.2, 0.15$, and 0.1 , respectively. This method was intended for designing against the MCE, but the Chilean Highway

Manual (Ministerio de Obras Públicas, 2020) considered the same equation for the design of earth retaining structures subjected to OBE. It is worth noting that the A_0 is not the PGA.

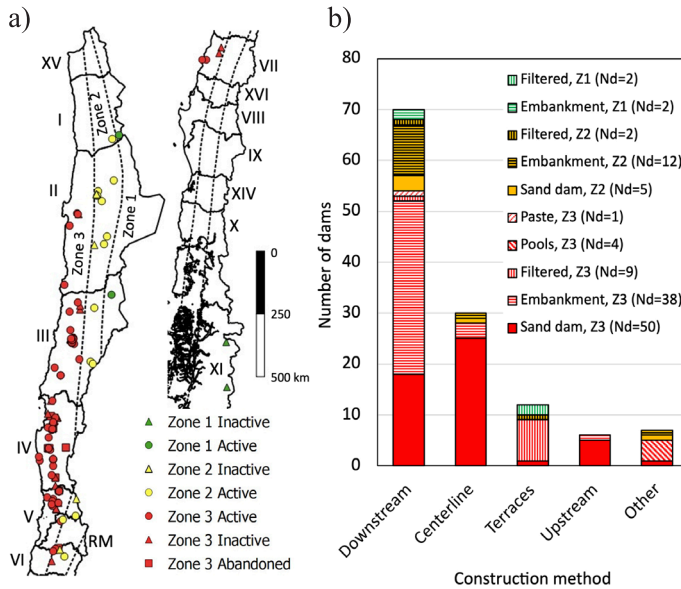


Figure 1: a) Spatial distribution of the 125 analyzed tailings dams in Chile, considering the three seismic zones (1, 2, and 3) of the NCh433 standard and the TSFs status (active, inactive, and abandoned). b) Construction methods and type of TSF (embankment, sand dam, filtered, paste, and pool). Nd: number of dams, Z1: zone 1, Z2: zone 2, and Z3: zone 3.

Method 4 – NCh433 (1996)

This method assumes that k_h is equal to the maximum seismic coefficient (C) of the NCh433 standard (Table 6.4 in the standard), which is used to calculate the basal shear stress in building design. C depends on the response modification factor R , which reflects the energy absorption and dissipation characteristics of a building, and the S coefficient that depends on the seismic site classification, ranging from rock and cemented soil sites (Type A) to soils of medium compaction or medium consistency (Type E). The S coefficient can adopt values $S = 0.9, 1.0, 1.05, 1.2$, and 1.3 for soil types A, B, C, D, and E, respectively (Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2011). Equation (6) shows the k_h estimated as the maximum seismic coefficient C for $R = 2$, according to the NCh433 standard.

$$k_h = C = 0.9S \frac{A_0}{g} \quad (6)$$

In some of the analyzed cases, $0.9S$ is set to unity, leading to k_h depending exclusively on A_0 . The use of this method is associated to the design for the MCE.

Method 5 – Fraction of PGA

This method estimates k_h as a fraction α of the PGA (equation (7)), where α is a constant that ranges from 1/3 to 1.

$$k_h = \alpha \frac{PGA}{g} \quad (7)$$

The PGA is usually estimated from seismic hazard studies, but in cases where these studies are not available for class-A dams, PGA is estimated from acceleration maps or other simplified methods. This method can be used for designing against OBE and MCE.

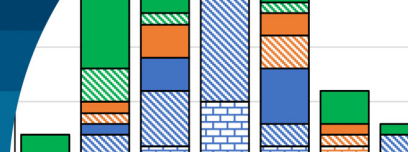
Method 6 – Saragoni (1993) with $PGA = A_0$

This method evaluates k_h using equation (2) adopting the A_0 , depending on the location of the TSF in the seismic zones of the NCh433 standard (see Figure 1a). The evaluation of the equation is a function of the PGA estimated at the site with simplified methods (usually without a formal seismic hazard analysis).

$$k_h = \begin{cases} 0.3 \frac{A_0}{g} & PGA \leq 0.67g \\ 0.22 \left(\frac{A_0}{g} \right)^{\frac{1}{3}} & PGA > 0.67g \end{cases} \quad (8)$$

Method 7 – Incremental method

This method begins by adopting a low value of k_h and calculating the FoS_{ps} of the dam downstream slope, using the limit equilibrium method. Then, the k_h is increased and the FoS_{ps} is recalculated. This procedure is repeated until achieving $FoS_{ps} = 1.2$, the minimum value required for pseudo-static analysis according to DS248. Finally, the horizontal seismic coefficient associated to $FoS_{ps} = 1.2(k_h^*)$ is compared with k_h values typically adopted in standard practice. If k_h^* is lower than the values adopted in practice, the dam design is accepted. The lack of a sound rational criterion to compare k_h^* makes this method highly subjective.



Method 8 – Bray et al. (2018)

Bray *et al.* (2018) proposed a simplified procedure to estimate seismic displacements of slopes subjected to interface and inslab earthquakes in subduction zones. The study builds on the theoretical framework of Bray and Travararou (2007), considering a fully coupled model of a flexible one-dimensional soil column with nonlinear behavior and stick-slip behavior at the base. The parameters of the sliding mass that allow estimating the seismic displacement D_s (equation (9)) are the yield seismic coefficient of the sliding mass (k_y) and its fundamental period (T_s). The parameters related to the seismic hazard are the earthquake moment magnitude (M) and the spectral acceleration of the ground motion at a degraded period of the sliding mass, $T = 1.5T_s$, $S_a(1.5T_s)$.

$$\begin{aligned} \ln(D_s) = & a_1 - 3.353\ln(k_y) - 0.390\left[\ln(k_y)\right]^2 \\ & + 0.538\ln(k_y)\ln[S_a(1.5T_s)] \\ & + 3.060\ln[S_a(1.5T_s)] - 0.225\left\{\ln[S_a(1.5T_s)]\right\}^2 \\ & + a_2T_s + a_3(T_s)^2 + 0.550M \pm \varepsilon \end{aligned} \quad (9)$$

The other parameters in the equation (9) are ε , a normally distributed random variable with zero mean and standard deviation = 0.73, and the constants a_1 , a_2 , and a_3 , that depend on T_s ($a_1 = -6.896$, $a_2 = 3.081$ and $a_3 = -0.803$ for $T_s \geq 0.10$ s and $a_1 = -5.864$, $a_2 = -9.421$, and $a_3 = 0$ for $T_s < 0.10$ s). The k_y of the nonlinear, coupled deformable stick-slip sliding model is simply the friction coefficient at the model base whereas k_y of a sliding mass analyzed with the limit equilibrium method depends on the soil strength and the geometry of the mass. However, for practical applications it is assumed that both yield seismic coefficients are the same. From equation (9), the yield seismic coefficient can be derived if D_s is assumed as a tolerable seismic displacement

$$\begin{aligned} k_y = & \exp\left(\frac{-a + \sqrt{b}}{0.780}\right) \\ \text{where } a = & 3.353 - 0.538\ln[S_a(1.5T_s)] \\ b = & a^2 - 1.560\{\ln(D_s) - a_1 - 3.060\ln[S_a(1.5T_s)] \\ & + 0.025\ln[S_a(1.5T_s)]^2 - a_2T_s - a_3(T_s)^2 - 0.550M - \varepsilon\} \end{aligned} \quad (10)$$

In the Chilean practice, the horizontal seismic coefficient is defined as $k_h = k_y$ for an arbitrary allowable seismic displacement (D_s), albeit k_h is associated to $\text{FoS}_{ps} \geq 1.2$.

Method 9 – Modified Saragoni

The modified Saragoni (1993) method defines an equation similar to equation (2), adapted for inslab earthquakes.

$$k_h = \begin{cases} 0.214 \frac{PGA}{g} & PGA \leq 0.67g \\ 0.22 \left(\frac{PGA}{2.51g} \right)^{\frac{1}{3}} & PGA > 0.67g \end{cases} \quad (11)$$

This method was considered by the same engineering firm for two class-C dams that are currently active. This equation was an attempt to consider the high PGAs expected for inslab earthquakes before the publication of Saragoni and Garrido (2022). However, the derivation of equation (11) is not explained in the stability analyses report.

Method 10 – Bray and Travararou (2009)

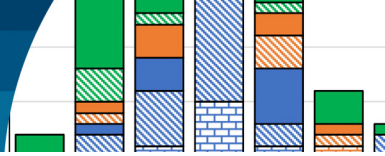
Bray and Travararou (2007) developed a simplified procedure to estimate seismic displacements of slopes subjected to shallow crustal earthquakes. The method follows the same principles than Bray's *et al.* (2018) method. The displacement prediction equation can be reworked to solve k_y as a function of D_s , T_s , S_a , and M (parameters defined before) (Bray and Travararou, 2009)

$$\begin{aligned} k_y = & \exp\left(\frac{-a + \sqrt{b}}{0.665}\right) \\ \text{where } a = & 2.83 - 0.566\ln[S_a(1.5T_s)] \\ b = & a^2 - 1.33\{\ln(D_s) + 1.10 - 3.04\ln[S_a(1.5T_s)] \\ & + 0.244\ln[S_a(1.5T_s)]^2 - 1.5T_s - 0.278(M - 7) - \varepsilon\} \end{aligned} \quad (12)$$

Similar to the method of Bray *et al.* (2018), the horizontal seismic coefficient is defined as $k_h = k_y$ for an arbitrary allowable seismic displacement (D_s).

Method 11 – Seed (1979)

Seed (1979) recommended for design that k_h should depend on the earthquake magnitude for sites close to the



seismic source as shown in equation (13), provided that the deformations of the analyzed earth dam is acceptable for $FoS_{PS} \geq 1.15$ and crest accelerations lower than $0.75g$.

$$k_h = \begin{cases} 0.10 & 6.5 \leq M < 8.5 \\ 0.15 & M \geq 8.5 \end{cases} \quad (13)$$

Chilean tailings dams database

The database developed in this study compiles information gathered from reports provided by Sernageomin; particularly from the TSFs database (Sernageomin, 2024), slope stability analyses, seismic hazard studies, dynamic analyses, Sernageomin's project approval resolutions, quarterly reports of TSFs operation and maintenance (E700 reports), and engineering reports. The database includes information collected from the most recent documents available of 125 TSFs constructed in Chile, including seismic coefficients (horizontals and verticals), dam height, seismic hazard information, and factors of safety. The database includes 73 active, 44 inactive, and 8 abandoned (*i.e.*, without current known owner) TSFs. The parameters considered in the database are listed in Table 2.

The database categorizes seismic coefficients, PGAs, earthquake mechanisms, as well as static and pseudo-static factors of safety according to the type of earthquake adopted in the design, either OBE or MCE. The definitions of these earthquakes are those from the D50 standard reviewed in the introduction.

Table 3 shows the number of dams designed for OBE and MCE. Out of the 125 analyzed dams, 51 considered k_h for OBE and MCE (k_{hOBE} and k_{hMCE}) and only 8 of these dams considered additionally vertical seismic coefficients for OBE and MCE (k_{vOBE} and k_{vMCE}). Thirty-three dams were designed based on the k_{hOBE} , and 41 dams were designed considering the k_{hMCE} . From this last group of dams, 23 considered that the MCE was equivalent to the OBE. It is worth noting that 101 dams disregarded k_v in their designs. Provided that some dams were designed for OBE and MCE, this study compiled 92 analyses for MCE and 84 analyses for the OBE, *i.e.* a total of 176 analyses.

Figure 1(a) shows the distribution of the 73 active and 52 non-active TSFs (44 inactive and 8 abandoned) throughout the Chilean territory, emphasizing the seismic zone of the Chilean standard NCh433. Four facilities locate in Zone

Table 2: Parameters considered in the database

Parameter	Description
k_{hOBE}	Horizontal seismic coefficient for OBE (-)
k_{hMCE}	Horizontal seismic coefficient for MCE (-)
k_{vOBE}	Vertical seismic coefficient for OBE (-)
k_{vMCE}	Vertical seismic coefficient for MCE (-)
Method	Method for estimating the horizontal seismic coefficients (see Table 3)
Year	Year of the dam slope stability analysis
Height	Dam height according to design (m)
Volume	Impoundment volume according to design ($10^6 \cdot m^3$)
PGA_{OBE}	Peak Ground Acceleration for OBE (g)
PGA_{MCE}	Peak Ground Acceleration for MCE (g)
Class	Facility class according to D50 (A, B and C)
Seismic zone	Seismic zone according to NCh433 (1, 2, and 3)
OBE mechanism	Mechanism of OBE defined by seismic hazard study (Inslab, interface, and shallow crustal)
MCE mechanism	Mechanism of MCE defined by seismic hazard study (Inslab, interface, and shallow crustal)
FoS_{OBE}	Pseudo-static factor of safety for OBE (-)
FoS_{MCE}	Pseudo-static factor of safety for MCE (-)
FoS_{ST}	Static factor of safety (-)
Status	Current status of the TSF (active, inactive, and abandoned)
Type	Type of tailings facility or dam (embankment, sand dam, filtered, paste, and pool)
Constructive method	Dam or facility constructive method (downstream, centerline, terrace, upstream, and other methods)

Table 3: Number of analyzed tailings dams for OBE and MCE

Horizontal seismic coefficients	Vertical seismic coefficients				
	k_{vOBE} and k_{vMCE}	k_{vMCE}	k_{vOBE}	Without k_v	Total
k_{hOBE} and $k_{hMCE}^{(1)}$	8	2	0	41	51
k_{hOBE}	0	0	2	31	33
$k_{hOBE} = k_{hMCE}$	0	3	0	20	23
k_{hMCE}	0	9	0	9	18
Total	8	14	2	101	125

Note (1): Same method for estimating k_{hOBE} and k_{hMCE}

1, 19 in Zone 2, and 102 in Zone 3. Figure 1(b) classifies the dams according to the facility type (13 filtered, 52 embankments, 55 sand dams, 1 paste, and 4 pools) and construction method (70 downstream, 30 centerline, 12

terraces, 6 upstream, and 7 other methods). Sand dams are built using the coarser fraction of the tailings, whereas embankment dams are earth fills built with borrowed materials. Tailings pools are impoundments that benefit from natural depressions or excavations and paste facilities can be conventional dams where the tailings are dewatered and stockpiled to minimize the occupied surface area. The downstream, centerline, and upstream construction methods were used for sand dams, embankments, and paste facilities. Filtered tailings impoundments are formed into compacted terraces that are self-supported without a buttress. Combinations of construction methods were grouped into “other”.

Figure 1(b) shows that the downstream construction method has been the most adopted given its proper seismic stability and that a limited number of dams were designed following the upstream construction method, which was banned by the D86, except in cases explicitly authorized by the Director of the State Mining Service (Ministerio de Minería, 1970). These upstream dams are currently inactive.

Figure 2(a) shows the number of TSF in each region of Chile, considering their status (active, inactive, and abandoned) and their classification according to the D50 (class A, B, and C). Figure 2(b) shows the number of dams according to their heights. The compiled dams range from 4 to 310 m height, but most of the dams are between 4 and 15 m height.

The database compiled herein is a representative subset of the 791 TSFs reported by Sernageomin (2024). The active dams analyzed in this database represent about 55% of the currently active TSFs. In addition, as shown in the inset of Figure 2(b), the 125 analyzed facilities account for nearly 72% of the total authorized storage tailings volume in Chile.

Database analyses

Table 4 shows the number of TSFs that adopted the different reviewed methods to estimate the k_h . As mentioned above, the database considers 84 cases for the OBE ($N_a = 51+33$ cases in Table 3) and 92 cases for the MCE ($N_a = 51+23+18$ cases in Table 3).

Figure 3 shows the horizontal seismic coefficients associated with the different calculation methods for the OBE (Figure 3(a)) and the MCE (Figure 3(b)) in box-and-whisker diagrams, displaying the minimum and maximum values, the median, as well as the first and third quartiles.

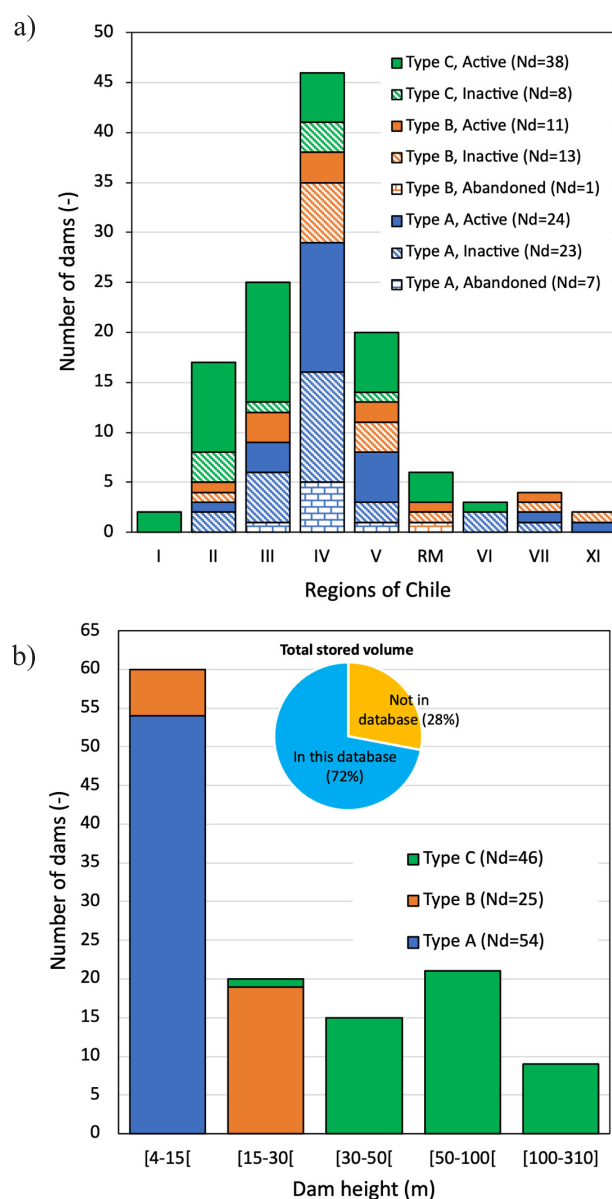


Figure 2: a) Number of dams by region (shown in Figure 1), considering the current TSFs status (active, inactive, and abandoned) and classification type (A, B, and C), according to the D50. b) Heights and D50 classification type of the 125 analyzed tailings dams.

The figure also shows the individual k_h values on top of the box-and-whisker diagrams. In some instances, outlier data points plot outside the whiskers.

The most adopted method is that of Saragoni (1993, Method 1) in 54 of the 125 dams (*i.e.*, 43.2% of the cases see Table 4). This method was defined from quay walls failed during Japanese earthquakes and was not specifically defined for tailings dams. However, it has been adopted in several designs, mainly in large dams (31 class-C dams). The medians of the 43 and 49 values adopted for the OBE

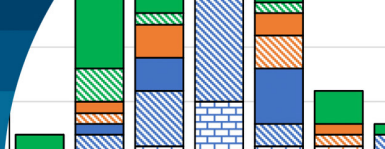


Table 4: Number of dams designed with different methods for estimating the horizontal seismic coefficient

Method	# Dams	%	Type A		Type B		Type C	
			Active	Non-active	Active	Non-active	Active	Non-active
1. Saragoni (1993)	54	43.2	10	3	6	4	26	5
2. D86 (1970)	18	14.4	1	13		3		1
3. Guidelines DS248 (2016)	15	12.0	7	4	2		2	
4. NCh433 (1996)	8	6.4	2	5	1			
5. Fraction of PGA	7	5.6	2	2		1	1	1
6. Saragoni (1993) with $PGA=A_0$ (NCh433,1996)	5	4.0	1		1	2	1	
7. Incremental method	3	2.4				3		
8. Bray <i>et al.</i> (2018)	2	1.6		1			1	
9. Modified Saragoni	2	1.6					2	
10. Bray and Travasarou (2009)	1	0.8					1	
11. Seed (1979)	1	0.8		1				
Unspecified	9	7.2	1	1	1	1	4	1
Total	125	100	24	30	11	14	38	8

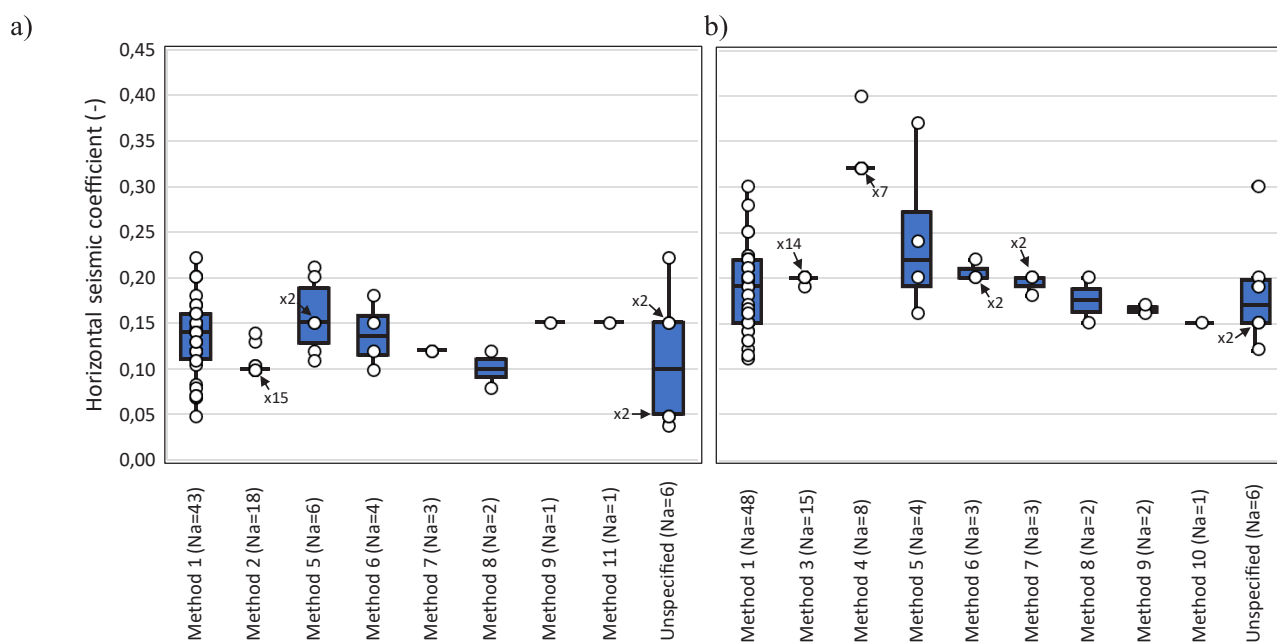
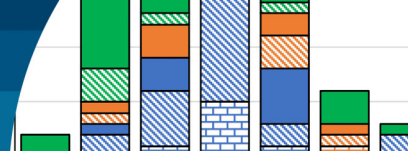


Figure 3: Distribution of horizontal seismic coefficients estimated from methods in Table 4, considering: (a) OBE in 84 analyses and (b) MCE in 92 analyses.

and MCE with this method are $k_{hOBE} = 0.134$ and $k_{hMCE} = 0.186$, respectively.

The second most adopted method is that of the D86 (1970, Method 2), a valid method before the enactment of the DS248 in 2007. The database recognizes two small dams

designed after 2007 that considered this method. Out of the 18 dams designed for OBE using this method, 14 were small dams (class A, see Table 4). Figure 3 shows that 15 of these dams considered $k_{hOBE} = 0.1$, meaning the number of inhabitants within the critical zone determined by the



hazardous distance was $N = 0$. This condition could have changed over time.

The third most adopted method is that of the Guidelines DS248 (2016, Method 3) in the design of 15 dams for MCEs. These dams are shorter than 30 m and 11 of them classify as class-A dams (see Table 4), as intended by the Sernageomin. However, there are two class-B and two class-C active dams that considered this method in their designs. These dams were located in seismic zone 3, then $k_h = 0.2$ was adopted, except in one case where k_h was reduced to $k_h = 0.19$.

The design of the eight class-A and class-B dams that considered Method 4 is among the most conservative since the k_h estimated with this method for MCE exceeds $k_{hMCE} = 0.32$ (Figure 3(b)). These are dams shorter than 15 m height.

Method 5 was adopted in the design of six class-A, -B and -C tailings dams for OBE (Figure 3(a)). Three of these dams were also verified for MCEs (an additional dam was verified only for MCE). Like Saragoni's method, k_h estimated with Method 5 can considerably vary provided the variability of PGA for MCE (Figure 3(b)).

Five class-A, -B and -C dams were designed considering Method 6. Figure 3 shows that the range of k_h values is much narrower than Method 1 since only three values of A_0 are considered.

The Method 7 was adopted in three class-B dams designs for OBE and MCE and Method 9 was adopted in two class-C dams, which exceed 160 m height. Both methods provided narrow ranges of k_h values.

Performance-based Methods 8 and 10 that considered the allowable dam displacements were used on three dams, one class-A and two class-C. Figure 3 shows that k_h values are lower than 0.12 for OBE and lower than 0.2 for MCE.

Finally, a current inactive class-A TSF estimated k_h using the Method 11 for a large magnitude earthquake ($k_h = 0.15$). No information regarding the k_h estimation method was found for nine dams. The values range from 0.04 to 0.22 for OBE and from 0.12 to 0.30 for MCE.

Seismic coefficients and PGA through time

Figure 4 shows the values of k_h and PGA over time, from

1983 to 2022, based on the year of elaboration of the seismic stability analysis reports. k_h slightly varied in the 80's, 90's and early 00's since the D86 required the use of equation (3) for the calculation of k_h . No estimation of PGA was required at that time. Most of these cases correspond to dams of less than 30 m height. After 2002, k_h began to increase, exceeding $k_h = 0.3$ in 2009. Saragoni's (1993) method is used for the first time in this database in 2005, 12 years after the article was published.

From 2020, the adopted k_h values were lower than 0.22, contrasting with the larger variability of previous years. This variability is related to a large number of projects developed in recent years and the freedom to estimate k_h for operational and closure conditions.

Figure 4(b) also shows the PGA considered in the dams design. The first hazard studies in the database date from 2003, prior to which the PGA was not estimated or simply not reported. Since 2014, PGA_{MCE} values began to exceed 1.0g, which may be related to technological advancements in accelerographs, such as improved dynamic range and higher sampling rates, which has enabled the recording of larger PGAs in recent earthquakes.

Relationship between k_h and PGA

Figure 5 relates the horizontal seismic coefficient to the peak ground acceleration estimated from seismic hazard studies. Cases lacking an estimation of PGA were grouped at $PGA = 0$. These later cases generally correspond to projects that do not have a specific seismic hazard study and adopted Methods 3, 4, 7 y 11.

The most repeated k_h values for OBE and MCE are in the ranges $[0.1, 0.15[$ and $[0.2, 0.25[$, respectively. The figure also shows the relationship between k_h and PGA defined by equation (2), according to Saragoni (1993). The cases that adopted this method were plotted in blue symbols. Some points deviate from the curve since the values obtained using equation (2) were rounded or approximated. Six cases with known PGA that considered other methods adopted k_h lower than values predicted by Method 1. Two of these cases did not specify the calculation method, two cases considered performance-based methods (Method 8 and 10), and two cases considered the Method 9. The four later cases are active class-C TSFs.

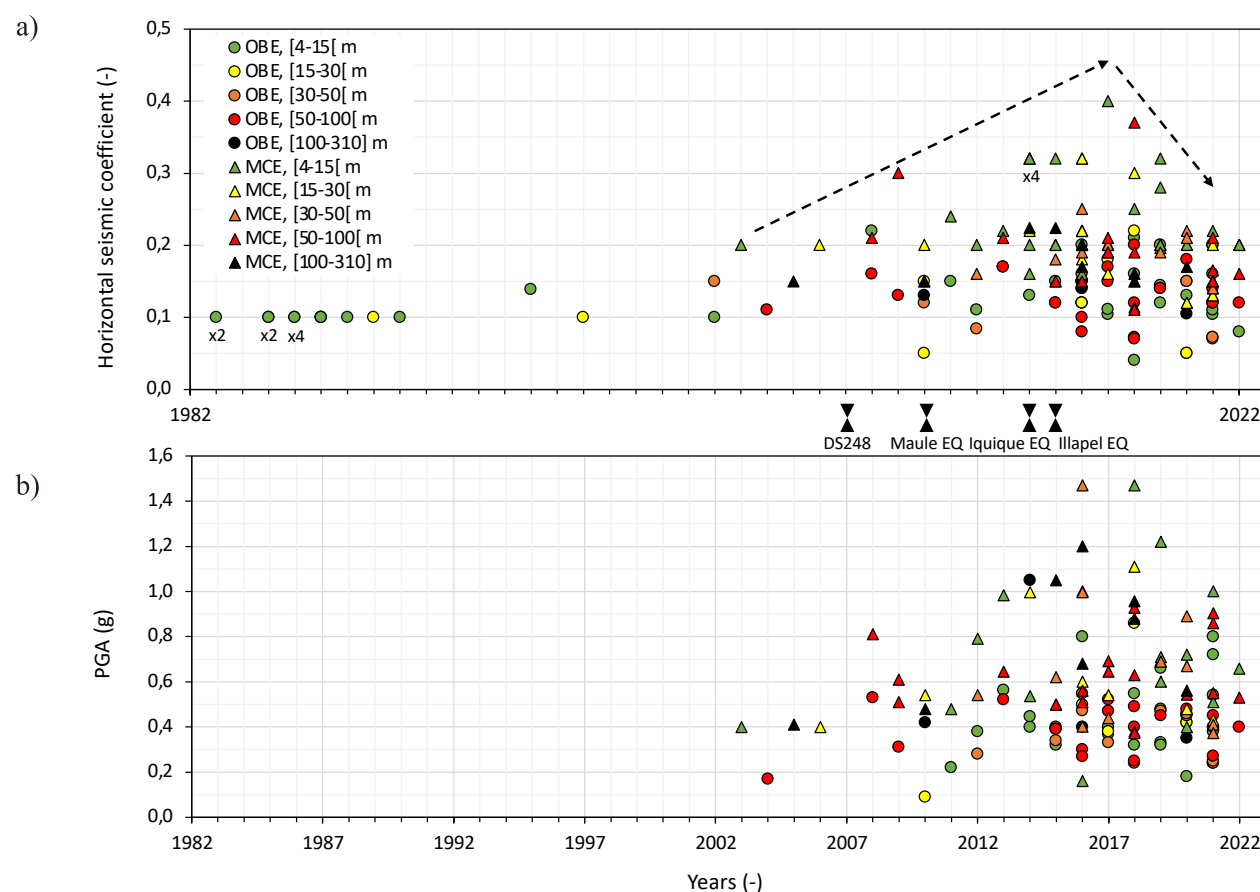


Figure 4: (a) Horizontal seismic coefficients and (b) peak ground accelerations (PGA) as a function of the year of the stability analyses for the 125 TSFs. Cases are discretized by dam height. The enactment of the DS248 in 2007, as well as the megathrust 2010 M_w 8.8 Maule, 2014 M_w 8.2 Iquique and 2015 M_w 8.3 Illapel earthquakes are included as references

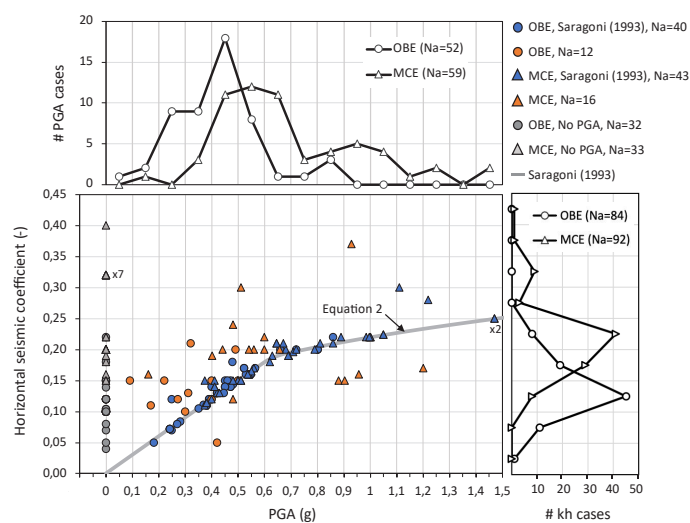


Figure 5: Horizontal seismic coefficient as a function of PGA for the 125 analyzed TSFs. 92 analyses for MCE and 84 analyses for OBE are considered (Na = 176)

Two analyses that considered Method 1 and PGAs larger than 1.1 g plot above the relationship proposed by equation

(2). These larger values were adopted to provide safer designs considering the occurrence of MCEs.

Relationship between k_h and the tailings dams heights

Figure 6 shows the relationship between k_h and the maximum height of the analyzed dams. Note that the two dams exceeding 200 m in height shown in the figure correspond to projected, not actual heights. Dams taller than 70 m are active (blue symbols) and their k_h values range between 0.105 and 0.17 for OBE and from 0.15 to 0.224 for the MCE. Dams taller than 100 m were designed with $k_{hMCE} \leq 0.224$ for MCE. In contrast, for dams smaller than 15 m height, many of which are non-active TSF, a wider range of k_h values was adopted, between 0.04 and 0.22 for OBE and between 0.12 and 0.4 for MCE. As highlighted in the figure. Method 4 was exclusively adopted in small TSFs, resulting in large k_h values.

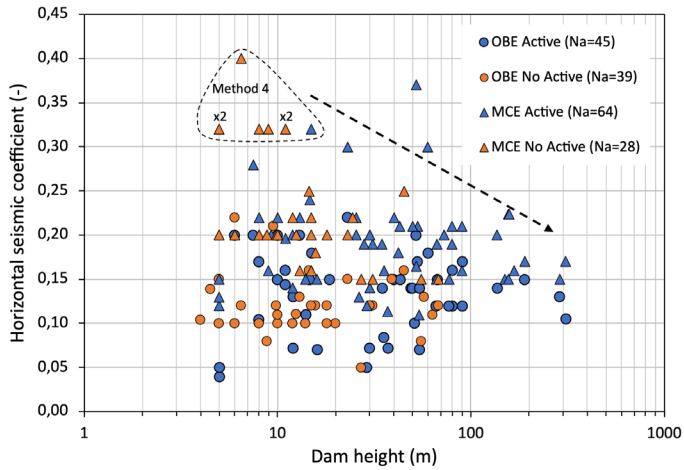
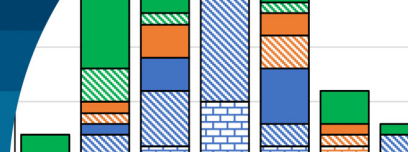


Figure 6: Horizontal seismic coefficient as a function of dam height for the 125 analyzed TSFs. 92 analyses for MCE and 84 analyses for OBE are considered ($N_a = 176$)

Vertical seismic coefficients

Figure 7 shows the relationship between the horizontal and vertical seismic coefficients available for 32 analyses in 24 dams. The vertical seismic coefficient (k_v) is usually calculated as a fraction of k_h and is bounded between $1/3 k_h$ and $2/3 k_h$ for OBE and MCE. Although 10 analyses considered k_v for OBE and 22 analyses considered k_v for MCE, only 24 dams out of the 125 studied TSFs (19.2%) considered the effect of the vertical seismic coefficient in addition to the horizontal coefficient. We confirmed that the adoption of the vertical seismic coefficient has not been characteristic of any type of dam or controlling earthquake mechanism.

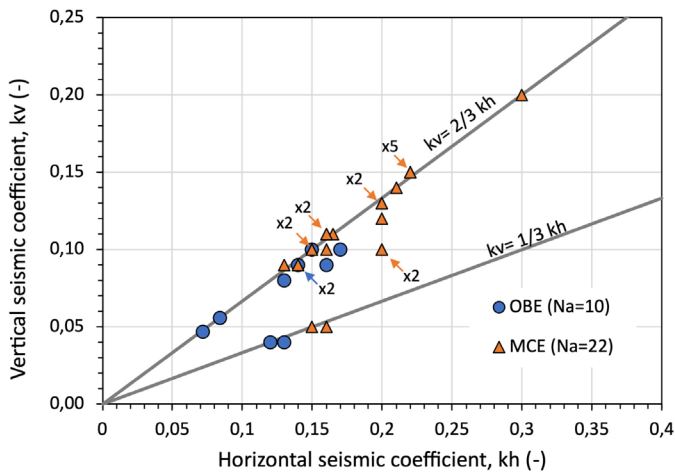


Figure 7: Horizontal and vertical seismic coefficients for $N_d = 24$. Arrows highlight OBE and MCE values associated to more than one case

Relationship between k_h , FoS, PGA and tailings dams heights

The factors of safety documented in the analyzed reports were calculated using different geotechnical software, such as GeoStudio, Slide2, UTEXAS4, and Slope Stability Calculator. In addition, six instances used alternative approaches, such as graphical or simplified methods.

Figure 8 shows the 125 analyzed tailings dams, each connected with a vertical line in the four panels showing the dam height, the static and pseudo-static factors of safety, FoS_{ST} and FoS_{PS} , as well as the k_h and the PGA for OBE and MCE. The figure is divided into five sectors.

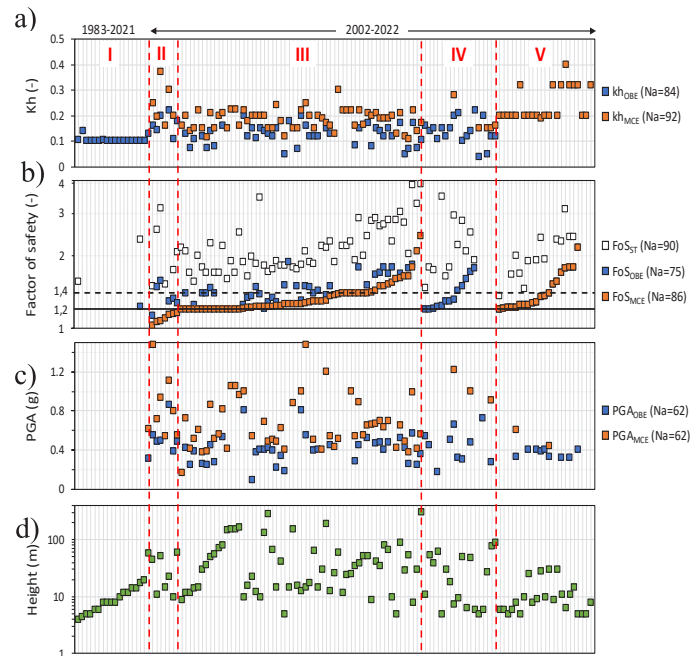


Figure 8: a) Horizontal seismic coefficients, b) static and pseudo-static factors of safety, c) PGAs for OBE and MCE, and d) dam heights for the 125 analyzed TSFs. Each vertical line corresponds to one dam. The sectors I, II, III, IV, and V are described in the text

The first sector (I) clusters 18 dams that estimated k_h using the Decree No. 86 (Method 2) from 1983 to 2021 sorted by the dams' heights. Nearly in all cases, $k_{hOBE} = 0.1$ since equation (3) was evaluated with $N = 0$. The heights of these dams do not exceed 58 m.

The second sector (II) groups seven dams designed from 2012 to 2020 with $1.0 < FoS_{MCE} < 1.2$. Dam heights in this sector range from 10 to 60 m. Class-A and -B dams in this

sector do not comply the minimum factor of safety $FoS_{ps} = 1.2$ required by the D50.

The third sector (III) corresponds to 59 dams designed from 2005 to 2022 with $FoS_{MCE} \geq 1.2$ sorted from the lowest to the highest FoS_{MCE} values. Dam heights in this sector range from 5 to 310 m.

The fourth sector (IV) corresponds to 18 dams designed between 2002 and 2022, whose FoS_{MCE} was not found (or not computed). In this case, dams were sorted from the lowest to the highest FoS_{OBE} , when available. Dam heights in this sector range from 5 to 90 m.

The last sector (V) corresponds to 23 dams that considered $k_{hOBE} = k_{hMCE}$ and adopted Methods 3 and 4 for their estimation. It is assumed that $FoS_{MCE} = Fos_{OBE}$ and dams were sorted from the lowest to the highest FoS_{MCE} , when available. Their designs were performed between 2006 and 2022. Dams in this sector have the highest k_h values and their heights range from 5 to 30 m. Most of these dams do not have seismic hazard studies to estimate PGA.

Figure 9 shows the relationship between static and pseudo-static factors of safety for OBE and MCE, FoS_{OBE} and FoS_{MCE} , respectively. Most cases comply with the requirements of Chilean regulations, $FoS_{ps} \geq 1.2$ and $FoS_{ST} \geq 1.4$.

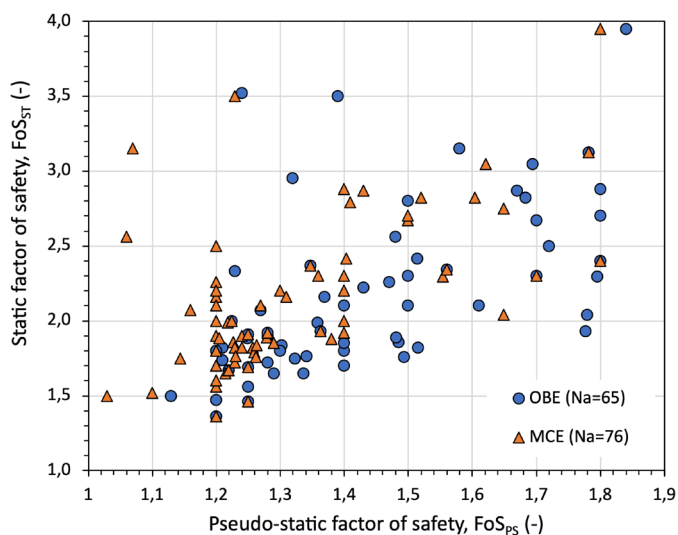


Figure 9: Pseudo-static and static factors of safety for $Na = 141$.

Spatial distribution of k_h and PGA

Figure 10 shows the spatial distribution of k_h and PGA for OBE and MCE in the Chilean territory. There is no relationship between the location of the TSFs and the value

of the adopted seismic coefficient, except for the dams that adopted Methods 3, 4, and 6 that depend on A_0 . Moreover, PGA_{OBE} and PGA_{MCE} are not spatially correlated either.

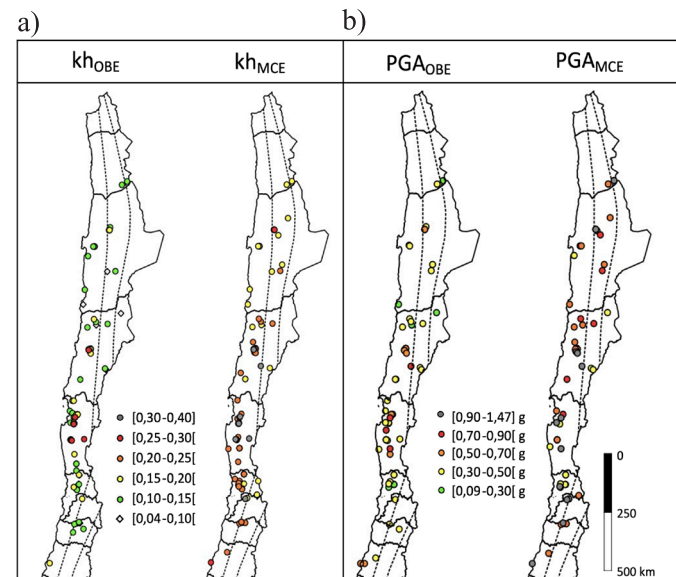


Figure 10: Spatial distribution of: (a) horizontal seismic coefficients for $Na = 176$ and b) PGA for $Na = 124$ available analyses, considering OBE and MCE

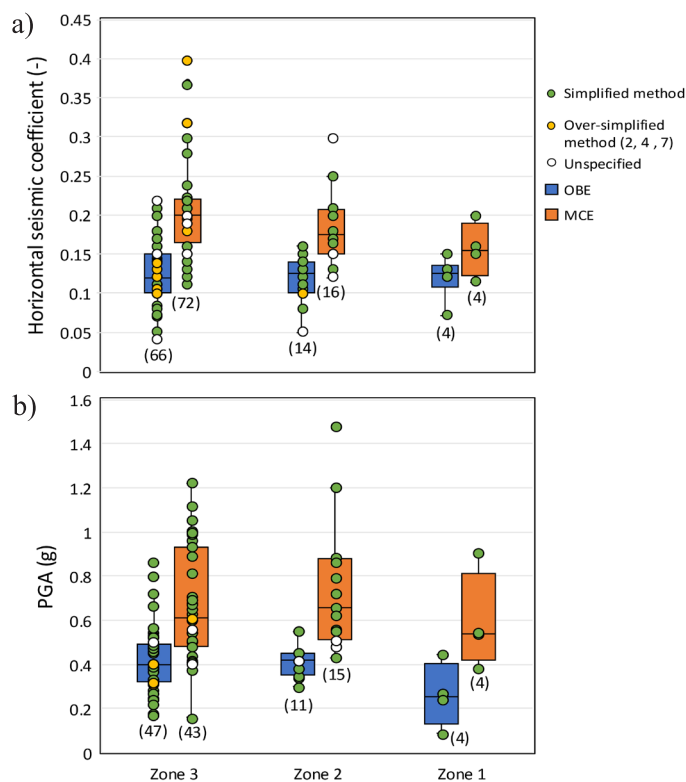


Figure 11: Distribution of: (a) horizontal seismic coefficients for $Na = 176$ and (b) PGA for $Na = 124$, adopted in the seismic zones of the NCh433 standard

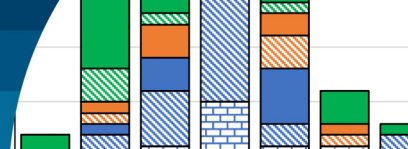


Figure 11 shows the values of k_h and PGA in each of the seismic zones defined in the seismic design standard NCh433. In average, PGA and k_h for MCE and OBE tend to be larger in zones 3 and 2, compared to zone 1. On the other hand, the largest k_h values are found in the seismic zone 3, having the highest variability of all, with k_h values ranging from 0.04 to 0.23 for the OBE and from 0.11 to 0.40 for the MCE. No systematic trend was found regarding the type of method adopted in the k_h estimation.

Figure 12 shows the values of k_h and PGA for various types of earthquake mechanisms considered in the design (interface, inslab, and shallow crustal). Most of the designs were controlled by inslab earthquakes, but slightly larger k_h were adopted for interface earthquakes.

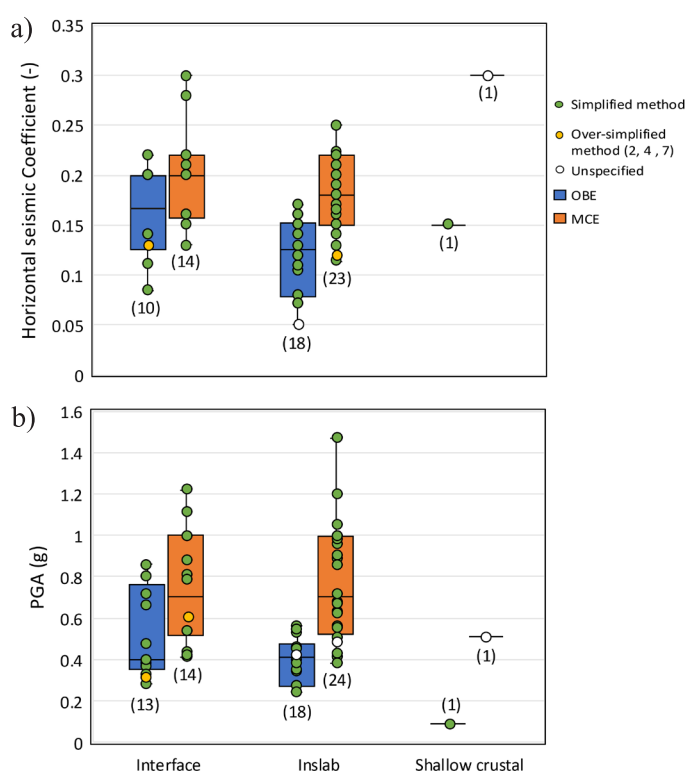


Figure 12: Distribution of: (a) horizontal seismic coefficients for $N_a = 67$ and (b) PGA for $N_a = 71$, considered for different earthquake mechanisms

Discussion

Methods for estimating k_h

The database review reveals that 11 different approaches have been adopted to estimate k_h in the design process of tailings dams in Chile from 1983 to 2022. Table 5 compares the methods, highlighting their most significant advantages

and limitations. Three of these methods depend exclusively on PGA, disregarding the dam geometry, the geotechnical properties, and the location of the potential sliding mass. Nonetheless, several dams have been designed with Saragoni's (1993) method and have withstood strong megathrust earthquakes.

As pointed out by Seed and Martin (1966), taller dams with longer fundamental periods, larger sliding masses extending through the full dam height, and dams built with lower shear wave velocity materials can be designed with smaller horizontal seismic coefficients. If these methods were adopted in engineering practice, we recommend to estimating the PGA from seismic hazard analyses, accounting for local site and topographic amplification effects, and not from simplified methods. Although PGA is easier to estimate, other intensity measures, such as PGV and Arias Intensity, have demonstrated to be better correlated with slopes seismic displacements (e.g., Cho and Rathje, 2022). However, to the best of the authors knowledge, no methods for estimating k_h have been developed based on other intensity measures different from PGA.

As for the performance-based methods, such as Bray *et al.* (2018, Method 8) and Bray and Travararou (2009, Method 10), the local engineering practice adopts k_h as the yield seismic coefficient (k_y), which is conceptually erroneous since the Chilean regulation enforce a minimum pseudo-static factor of safety of 1.2 (read the details in the introduction). Although these methods account for parameters related to the sliding mass stiffness and the input ground motion (intensity and duration), the selection of the allowable seismic displacement is usually overestimated in the engineering practice, resulting in horizontal seismic coefficients lower than those estimated with PGA-based methods for equivalent seismic hazard levels. Since these methods begin to be adopted since 2018, no large earthquakes have affected the dams designed with these methods.

The method of the Decree No. 86 (1970, Method 2) is a risk-based one that depends on the number of inhabitants within a critical zone in case of a catastrophic dam failure (*i.e.*, k_h increases with the potential population at risk). Most of the tailings dams that considered this method assumed few people or no population settled downstream within the

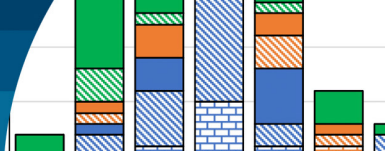
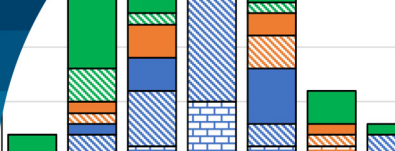


Table 5: Characteristics of methods for estimating seismic coefficients in Chilean tailings dams

Method	Years of use	Advantages	Limitations
1. Saragoni (1993)	2005-2022	Evaluation of k_h only requires the PGA at the site, which can be readily estimated from seismic hazard analyses.	<ol style="list-style-type: none"> 1. Formulated from retaining walls under limit equilibrium condition in harbor facilities subjected to interface earthquakes. 2. The method does not consider the geometry and dynamic properties of the dam. 3. Displacements of the dam are disregarded.
2. Decree No. 86 (1970)	1983-2021	Evaluation of k_h only requires number of inhabitants within a critical zone determined by the hazardous distance after the tailing's facility closure, following a consequence classification approach.	<ol style="list-style-type: none"> 1. The method does not consider the geometry and dynamic properties of the dam. 2. It estimates a low k_h value ($k_h = 0.1$) when fewer than 25 inhabitants are near the hazardous area. k_h increases slowly with the number of inhabitants.
3. Guidelines DS248 (2016)	2006-2022	Evaluation of k_h only requires the location of the TSF in the Chilean territory to define the seismic zone, according to NCh433 (see Figure 1).	<ol style="list-style-type: none"> 1. Although the method was proposed solely for small-scale mining, it has been adopted in the design of large TSFs. 2. The method may underpredict k_h in TSFs with large seismic hazard (large PGA).
4. NCh433 (1996)	2014-2019	Not recommended	<ol style="list-style-type: none"> 1. Flawed method formulation since k_h is estimated as the maximum seismic coefficient used to calculate the basal shear stress in building design. 2. The method predicts very high k_h values compared to other methods.
5. Fraction of PGA	2004-2022	Similar to advantages of Method 1.	<ol style="list-style-type: none"> 1. The α factor depends on the designer expert judgment, which can lead to high k_h variability.
6. Saragoni (1993) with $PGA = A_0$ (NCh433,1996)	2015-2021	Not recommended	<ol style="list-style-type: none"> 1. Estimated PGA ($= A_0$) can be underpredicted in TSFs with large seismic hazard ($PGA > 0.4g$).
7. Incremental method	2016	Not recommended	<ol style="list-style-type: none"> 1. It is a verification method rather than a k_h estimation method; thus, it does not consider any physical input parameter. Large variability can be reached depending on the static stability of the dam.
8. Bray <i>et al.</i> (2018)	2021-2022	Considers more physical parameters compared to the other methods, such as the seismic hazard spectrum, the period of the sliding mass, the earthquake magnitude, and the allowable seismic displacement.	<ol style="list-style-type: none"> 1. Considers that $k_h = k_y$, which is not valid for the minimum pseudo-static factor of safety required by Chilean standards ($FoS_{ps} > 1.2$ as described in the introduction). 2. Usually, the allowable seismic displacements imposed by designers are larger than the values compatible with the method, leading to low k_h values compared with other methods. 3. The method disregards volumetric strain.
9. Saragoni (1993) modified	2016-2018	Similar to advantages of Method 1.	<ol style="list-style-type: none"> 1. Since the formulation accounts for inslab earthquakes with larger PGA than interface earthquakes, it provides low k_h values compared to other methods.
10. Bray and Travararou (2009)	2018	Similar to advantages of Method 8.	<ol style="list-style-type: none"> 1. Similar to limitations of Method 8. 2. The method was formulated for shallow crustal earthquakes, not for interface and inslab earthquakes.
11. Seed (1979)	2016	Straightforward use	<ol style="list-style-type: none"> 1. Empirical values not specifically defined for Chilean earthquakes and dams.



critical zone, which results in $k_h \sim 0.1$, a value that can be considered low for a dam located in a high seismic hazard area. Moreover, the downstream population can increase over time, increasing the seismic risk in case of earthquake induced failure. For this reason, and given that the method neglects both dam-specific characteristics and seismic demand, its use is not recommended. Nonetheless, most of the dams that considered this approach were designed before 2017 and are currently inactive. Their physical stability may have improved with time since most of the stored water evaporated or seeped out of the facility.

Methods based on A_0 depend exclusively on the TSF location in the Chilean territory, assuming the seismic hazard of the coastal zone 3 is larger than the rest. This may be a good estimate when thrust earthquakes are the controlling mechanism for OBE and MCE, but it may be non-conservative if the controlling earthquake mechanism is inslab. From these A_0 -based methods, Method 4 is the one that estimate the largest k_h whereas Methods 3 and 6 have predicted similar k_h values.

Relationship between k_{hMCE} and k_{hOBE}

Figure 13 shows the relationship between k_{hMCE} and k_{hOBE} in 51 TSFs (15 class-A, 10 class-B, and 26 class-C). The mean trend between both horizontal seismic coefficients can be approximated by

$$k_{hMCE} = 0.08 + 0.9k_{hOBE} \tag{14}$$

Figure 13 also shows that, disregarding outliers, the data can be bounded by equation (14) +/- 0.04.

Seismic performance of tailings dams

The seismic performance evaluation of tailings dams requires adequate information, such as records of vertical and horizontal displacements in different parts of the dam after an earthquake to verify the design intend adequacy. This detailed information is not available in this study. However, we identified a subset of 52 TSFs subjected to large megathrust earthquakes that did not suffer considerable damage and continued operating after the earthquakes.

The number of analyzed dams for each earthquake,

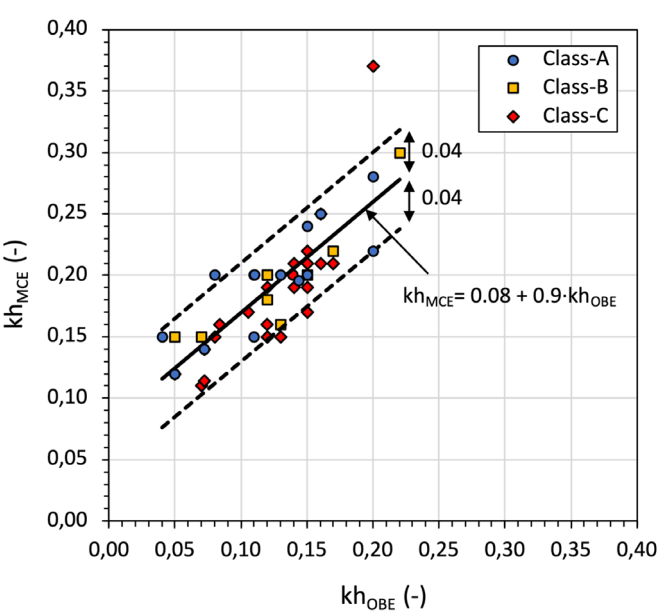


Figure 13: Relationship between k_{hMCE} and k_{hOBE} in 15 class-A, 10 class-B, and 26 class-C TSFs.

considering OBE and MCE, are shown in Table 6. The earthquakes analyzed in this section are listed in Table 7, including their main characteristics. These dams were constructed with several methods and 21 of them were subjected to more than one earthquake. Note that earthquakes may have occurred at a dam construction stage different from the design condition. These dams did not suffer considerable damage during the analyzed earthquakes which somehow validates their seismic design. We understand that more comprehensive analyses are required to confirm the contribution of the pseudo-static analysis in the design process, but we also believe that this analysis can be a starting point for that validation process.

Table 6: Number of analyzed dams for OBE and MCE

Earthquake	# Dams	Cases for OBE	Cases for MCE
Antofagasta 1995	2	2	2
Punitaqui 1997	8	8	0
Tarapacá 2005	1	1	1
Tocopilla 2007	4	3	3
Maule 2010	18	12	14
Illapel 2015	40	29	22

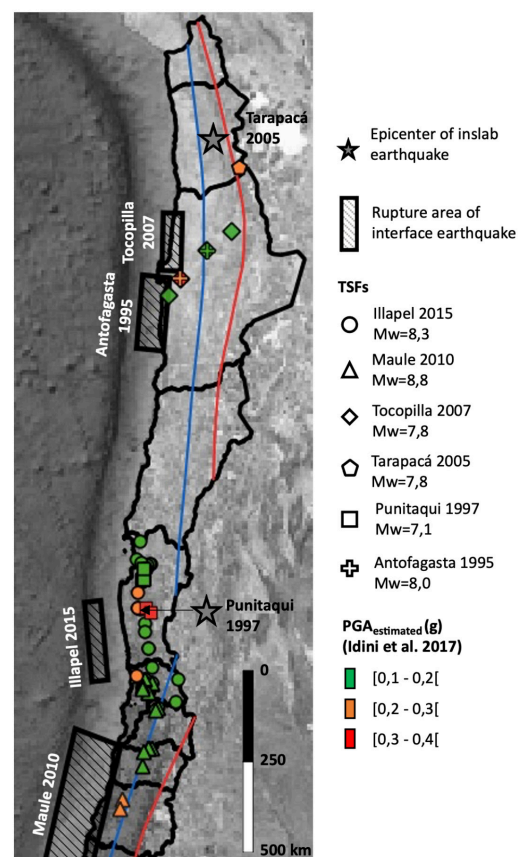
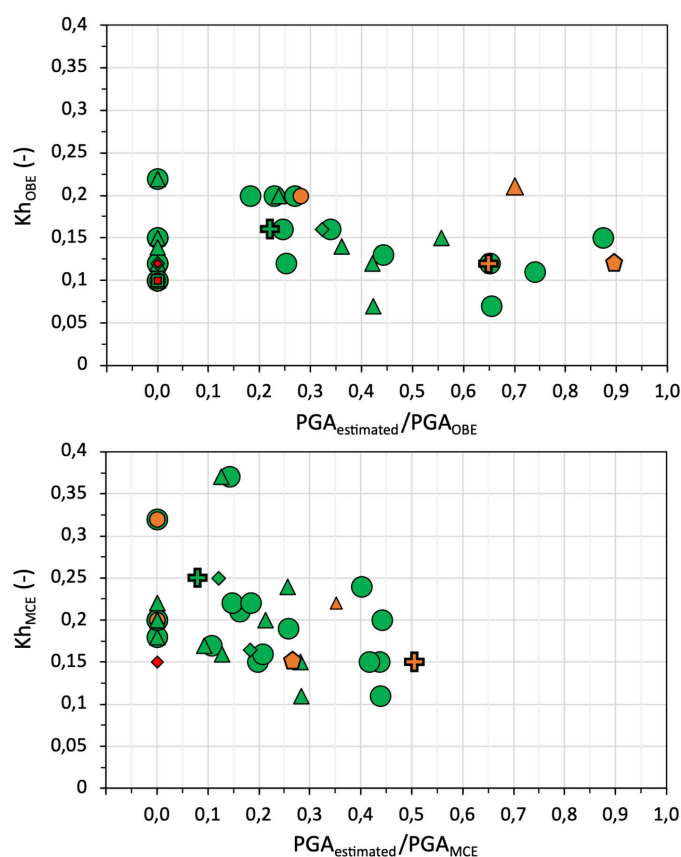


Figure 14: Fifty-two TSFs subjected to large earthquakes in Chile. Rupture areas of interface earthquakes and epicenters of inslab earthquakes were adopted from Idini *et al.* (2017). The mean PGA at the TSF sites were estimated using Idini *et al.* (2017) ground motion model, assuming rock outcrop conditions. Horizontal seismic coefficients for: a) OBE in $N_a = 56$ and b) MCE in $N_a = 42$

Figure 14 shows the location of these TSFs, along with the rupture areas of interface earthquakes and epicenters of inslab earthquakes, according to Idini *et al.* (2017). Figure 14(a) shows k_{hOBE} considered in 56 cases for these earthquakes as a function of the mean PGA estimated using the Idini *et al.* (2017) ground motion model for hard rock site condition ($PGA_{estimated}$) normalized by the PGA adopted for the OBE in the design (PGA_{OBE}). The ground motion model was evaluated at the TSFs sites as a function of the type of earthquake (inslab or interface), the distance from the site to the rupture area, the earthquake magnitude, and the focal depth. Likewise, Figure 14(b) shows k_{hMCE} considered in 42 cases for the analyzed earthquakes as a function of $PGA_{estimated}$ normalized by the PGA considered for MCE in the design (PGA_{MCE}). Values grouped at $PGA_{estimated}/PGA_{OBE} = PGA_{estimated}/PGA_{MCE} = 0$ in Figures 14(a) and 14(b) are dams without information about the PGA adopted in the design. The estimated PGAs are more likely comparable to the design values for OBE, in which case k_{hOBE} range from 0.07 to 0.22.

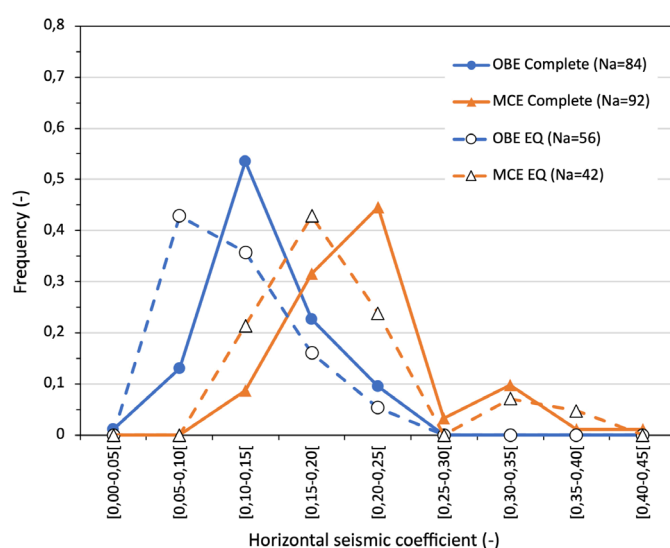


Figure 15: Distributions of k_{hOBE} and k_{hMCE} of the complete database and TSFs affected by large earthquakes (EQ) in Figure 14

Figure 15 compares the distribution of values of k_{hOBE} and k_{hMCE} of the complete database and that of k_h values adopted in the design of dams subjected to major earthquakes. The

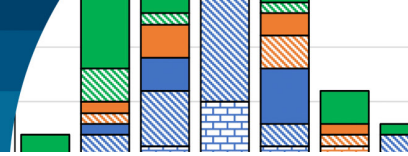


Table 7: Analyzed earthquakes and their characteristics

Earthquake	Magnitude	Type	Latitude ⁽¹⁾ (°)	Longitude ⁽¹⁾ (°)	Rupture length ⁽²⁾ (km)	Rupture width ⁽²⁾ (km)	Strike ⁽²⁾ (°)	Dip ⁽²⁾ (°)
Antofagasta 1995	8.0	Interface	-25.00	-71.15	185	80	6	22
Punitaqui 1997	7.1	Inslab	-30.77	-71.22	N/A	N/A	N/A	N/A
Tarapacá 2005	7.8	Inslab	-19.93	-69.21	N/A	N/A	N/A	N/A
Tocopilla 2007	7.8	Interface	-23.25	-70.50	145	55	2	20
Maule 2010	8.8	Interface	-37.8	-74.45	500	150	19	18
Illapel 2015	8.3	Interface	-32.5	-72.5	200	50	4	19

(1) Latitude and longitude refer to the coordinates of the south-west vertex of the rectangular rupture plane associated to interface earthquakes (1) according to Idini *et al.* (2017). In the case of inslab earthquakes, the values correspond to the earthquake epicenter.

(2) Values of the rupture plane adopted from Idini *et al.* (2017) for interface earthquakes

(3) N/A: Not applicable

distributions are similar with k_{hOBE} ranging between 0.1 and 0.2 and k_{hMCE} ranging between 0.15 and 0.25. These values seem adequate for the seismic design of tailings dams in the Chilean subduction zone given the favorable seismic performance of the dams reported herein.

Conclusions and recommendations

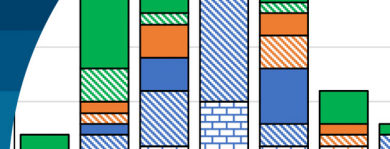
The compiled database of 125 tailings dams, spanning 73 active and 52 non-active facilities, includes sand dams, embankments, filtered deposits, paste deposits, and tailing pools, being a representative subset of the facilities reported in the 2024 Sernageomin database. Eleven methods were used to estimate k_h , many of which only consider the seismic hazard through the PGA or A_0 , disregarding the geometry and the material properties of the dams. The main adopted method was that of Saragoni's (1993) in 43.2% of the analyzed cases since 2005. The k_h defined with this method (equation (2)) can be considered as a lower bound of the analyzed data when PGA is available. The method was defined for interface earthquakes and can result in large k_h values for PGA exceeding 1g, particularly when inslab earthquakes are considered in the design. The k_{hOBE} ranged from 0.04 to 0.22 and the k_{hMCE} from 0.11 to 0.4 with a trend to decrease the k_h with the dam height. Most of the larger k_h compiled in this database were derived using methods that are not recommended in the present study. No trend in the k_h values was found regarding the location of the dams with respect to the seismic zones and

the design earthquake mechanism.

Based on the analyses shown in this study, including the seismic performance of several dams, k_{hOBE} ranging from 0.1 to 0.2 and k_{hMCE} ranging from 0.15 to 0.25 seem adequate values for preliminary pseudo-static slope stability evaluations, depending on the seismic hazard level and the characteristics of the dam. We recommend that Methods 4, 6, and 7 are no longer considered in the future design of TSFs for the reasons explained in Table 5.

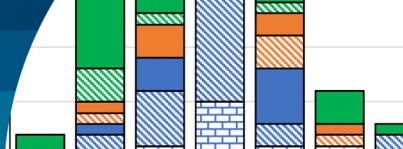
Only 24 of the 125 analyzed TSFs considered in their design the effect of the vertical ground motion, in addition to the horizontal motion. This is attributed to the absence of k_v requirements in the regulation. The adopted k_v values ranged from $1/3k_h$ to $2/3k_h$.

TSFs that complied with current Chilean regulations have not suffered catastrophic failures during the last megathrust earthquakes analyzed in the present study. We encourage mining companies to share information about the monitored seismic behavior of their facilities to compare their performance with the design intend. Qualitative and quantitative information is valuable to confirm the findings of this study. Advancing in the adequate estimate of k_h will allow to improve the confidence in the use of a simple stability assessment tool that complements numerical deformation analyses in the design of safe geotechnical structures.



References

- Bowker, L.N. and Chambers, D.M. (2015). The risk, public liability and economics of tailings storage facility failures. *Earthwork Act* **24**, 1-56
- Bray, J.D. and Travararou, T. (2009). Pseudostatic coefficient for use in simplified seismic slope stability evaluation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **135**(9), 1336-1340
- Bray, J.D. and Travararou, T. (2007). Simplified procedure for estimating earthquake induced deviatoric slope displacements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **133**(4), 381-392
- Bray, J.D., Macedo, J. and Travararou, T. (2018). Simplified procedure for estimating seismic slope displacements for subduction zone earthquakes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **144**(3), 04017124
- Cho, Y. and Rathje, E.M. (2022). Generic predictive model of earthquake-induced slope displacements derived from finite-element analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **148**(4), 04022010
- Duncan, J.M., Wright, S.G. and Brandon, T.L. (2014). *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons, Hoboken NJ, USA
- Idini, B., Rojas, F., Ruiz, S. and Pastén, C. (2017). Ground motion prediction equations for the Chilean subduction zone. *Bulletin of Earthquake Engineering* **15**(5), 1853-1880
- Instituto Nacional de Normalización (2012). Diseño sísmico de edificios NCh433. Of 1996. Modificada en 2012.
- Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics. Upper Saddle River, New Jersey, USA.
- Ministerio de Minería (2018). Estudios de normativas internacionales de diseño, construcción, operación, cierre y post cierre de depósitos de relaves. Santiago, Chile
- Ministerio de Minería (2007). Decreto Supremo 248. Reglamento para la aprobación de proyectos de diseño, construcción, operación y cierre de los depósitos de relaves. 29 de diciembre de 2006. Santiago, Chile
- Ministerio de Minería (1970). Decreto 86. Reglamento de construcción y operación de tranques de relaves. 31 de julio de 1970. Santiago, Chile
- Ministerio de Obras Públicas (2020). Manual de Carreteras. Volumen 3: Instrucciones y criterios de diseño. Santiago, Chile
- Ministerio de Obras Públicas (2015). Decreto 50. Aprueba reglamento a que se refiere el artículo 295 inciso 2º, del Código de Aguas, estableciendo las condiciones técnicas que deberán cumplirse en el proyecto, construcción y operación de las obras hidráulicas identificadas en el artículo 294 del referido texto legal. 13 de enero de 2015. Santiago, Chile
- Ministerio de Vivienda y Urbanismo (2011). Decreto 61. Aprueba reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga decreto Nº117, de 2010. Diario Oficial de la República de Chile. Santiago, Chile
- Noda, S. and Uwabe, T. (1976). Relation between seismic coefficient and ground acceleration for gravity quay walls. *6th World Conference on Earthquake Engineering*. New Delhi, India, vol. 2, 1963-1968
- Ruiz, S. and Madariaga, R. (2018). Historical and recent large megathrust earthquakes in Chile. *Tectonophysics* **733**, 37-56
- Saragoni, G.R. (1993). Análisis del riesgo sísmico para la reconstrucción del Puerto de Valparaíso. *6^{as} Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Universidad de Chile y ACHISINA, Santiago, Chile, vol. 2, 165-178
- Saragoni, G.R. y Garrido, B. (2022). Coeficientes sísmicos estáticos para estudios de estabilidad de tranques de relaves para terremotos subductivos intraplaca chilenos. *Obras y Proyectos* **31**, 16-19
- Seed, H.B. (1979). Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams. *Géotechnique* **29**(3), 215-263
- Seed, H.B. and Martin, G.R. (1966). The seismic coefficient in earth dam design. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* **92**(3), 25-58
- Sernageomin (2024). Catastro de depósitos de relaves en Chile 2023. Gobierno de Chile, Servicio Nacional de Geología y Minería. Retrieved from: <https://www.sernageomin.cl/datos-publicos-deposito-de-relaves/>. August 2024.
- Sernageomin (2016). Guía para el cumplimiento de DS248 Depósitos de relaves bajo producción de 5000 tpm. Servicio Nacional de Geología y Minería, Gobierno de Chile, Santiago, Chile
- Tang, L., Liu, X., Wang, X., Liu, S. and Deng, H. (2020). Statistical analysis of tailings ponds in China. *Journal of Geochemical Exploration* **216**, 106579
- US Army Corps of Engineers. (2019). National inventory of dams (NID). <https://nid.sec.usace.army.mil>
- Williams, D.J. (2021). Lessons from tailings dam failures—Where to go from here? *Minerals* **11**(8), 853



Statements & declarations

Funding

Support for this research was provided by the ANID FONDECYT Grant N°1240744 and the Advanced Mining Technology Center (AMTC PIA ANID grant AFB230001).

Competing interests

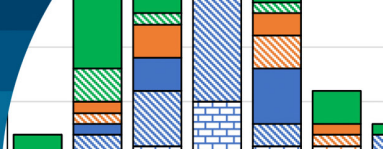
All authors declare they have no financial interests

Author contributions

The information presented and analyzed in this study was provided by the Department of Mine Safety of the National Geology and Mining Service (Sernageomin). All authors contributed and approved the final manuscript.

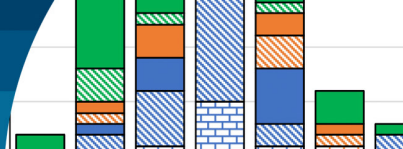
Data availability

All data used during the study appear in the submitted article.



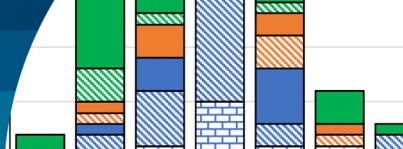
Annex. Table A1: Tailings dams database

#	kh _{OBE} (-)	kh _{MCE} (-)	kV _{OBE} (-)	kV _{MCE} (-)	Method	Year	Height (m)	Volume (10 ⁶ m ³)	PGA _{OBE} (g)	PGA _{MCE} (g)	Class	Seismic Zone	OBE Mechanism	MCE Mechanism	FoS _{OBE} (-)	FoS _{MCE} (-)	FoS _{ST} (-)	Status	Type	Const. Method
1	0,22	0,3			1	2018	23	0,05	0,86	1,11	B	3	Interface	Interface	1,3	1,14		Ac	Em	DS
2		0,16			5	2016	9	0,05		0,16	A	3				1,2	2,16	Ac	Em	DS
3	0,22				Unspecified	2008	6	0,57			A	3			1,777		1,928	In	SD	DS
4	0,15	0,2			6	2015	10	0,05	0,4		A	3			1,39	1,23	3,5	Ac	Em	DS
5	0,1				2	1986	10	0,04			A	3						In	SD	US
6		0,2			3	2015	8	0,004			A	3			1,27	1,27		Ac	SD	CL
7		0,224			1	2015	156,5	375,71		1,05	C	3	Inslab			1,2	1,9	Ac	Em	DS
8	0,14	0,2			1	2016	137	2192,00	0,4	0,68	C	3	Interface	Inslab	1,21	1,23	1,82	Ac	Em	DS
9	0,12	0,18			7	2016	15,7	0,41			B	3			1,336	1,215	1,648	In	SD	DS
10	0,12	0,2			7	2016	18	0,94			B	3			1,481	1,279	1,89	In	SD	DS
11	0,15				Unspecified	2016	18,5	0,05	0,5		B	3			1,3		1,8	Ac	Em	DS
12	0,12	0,2			7	2016	9,82	2,40			B	3			1,796	1,554	2,297	In	SD	CL
13	0,12	0,15			1	2021	31	1,63	0,249	0,373	C	3			1,4	1,2	1,8	In	SD	CL
14	0,07	0,11			1	2018	54	3,88	0,249	0,373	C	3			1,78	1,65	2,04	Ac	SD	CL
15	0,21				5	2018	9,5	0,27	0,32		A	3			1,43		2,22	In	Em	DS
16		0,2		0,13	Unspecified	2016	73	68,97		0,56	C	3				1,2	1,7	Ac	Em	CL
17		0,19			3	2017	28	0,44	0,38		B	3	Interface		1,347	1,347	2,37	Ac	SD	DS
18	0,12	0,16		0,1	1	2022	90	92,13			C	3						Ac	Fi	Te
19	0,2				1	2021	6	6,67	0,72		B	3	Interface					Ac	Em	DS
20	0,11	0,15			1	2021	14		0,38	0,51	A	3			1,25	1,2	1,56	Ac	Em	DS
21	0,12	0,15		0,1	1	2015	68	5,33	0,39	0,5	C	3			1,342	1,231	1,761	In	SD	DS
22		0,2			3	2018	6				A	3			1,212	1,212		In	Po	Ot
23	0,14		0,09		1	2016	49		0,472	0,996	C	3	Interface	Inslab	1,72		2,5	Ac	Fi	Te
24	0,04	0,15			Unspecified	2018	5				A	3						Ac	Em	DS
25		0,2			3	2019	6				A	3			1,2	1,2	1,363	Ac	Fi	Te
26		0,2			3	2016	5				A	3						Ac	Fi	Te
27	0,12				5	2022	6,5				A	3			1,61		2,1	In	Em	DS
28	0,072	0,14			1	2021	30	2,75	0,24	0,41	C	3	Inslab	Inslab		2,1	3,3	Ac	Em	CL
29	0,12	0,19			1	2018	80		0,4	0,63	C	3	Inslab	Inslab	1,8	1,5	2,7	Ac	SD	CL
30	0,1107	0,2			1	2018	12,5	0,57	0,369		A	3	Interface	Interface	1,485	1,227	1,856	In	Fi	DS
31	0,12	0,15			1	2015	66	15,54	0,39	0,5	C	3			1,4	1,29	1,85	Ac	Em	DS
32	0,144	0,196			1	2019	11		0,48	0,708	A	3			1,48	1,06	2,56	Ac	Em	DS



33	0,15	0,19				1	2017	67	14,20	0,471	0,691	C	3				1,684	1,52	2,821	Ac	SD	DS
34	0,07	0,15				1	2021	16				B	3				1,494	1,262	1,756	Ac	Fi	Te
35	0,16		0,09			1	2019	11	0,02	0,54		A	3				1,2		1,47	Ac	SD	CL
36	0,2	0,22				1	2021	10	0,06	0,8	1	A	3	Interface			1,249	1,205	1,885	Ac	Em	DS
37		0,2			0,1	3	2022	5	0,06			A	3				1,22	1,22		Ac	Em	DS
38	0,15					Unspecified	2002	39				C	3				1,21		1,74	In	SD	CL
39		0,32				4	2019	11		0,32		A	3				1,7	1,7	2,3	Ab	SD	DS
40		0,2				3	2020	6				A	3				1,22	1,22	1,67	Ac	Po	Ot
41	0,05	0,12				1	2020	5		0,18	0,4	A	3				1,515	1,258	1,821	Ac	Em	DS
42	0,13					2	2009	57,5	29,33	0,31	0,61	C	3	Interface						In	Em	DS
43	0,104					2	2021	8				A	3							Ac	Em	DS
44	0,15					11	2016	5				A	3				1,24		3,52	Ab	Em	DS
45		0,19				Unspecified	2016	31	7,11		0,401	C	3					1,3	2,2	Ac	Em	DS
46		0,2				3	2006	25,5	4,99	0,4		B	3	Interface			1,25	1,25	1,91	Ac	Pa	DS
47	0,17	0,21				1	2017	90	12,23	0,522	0,646	C	3				1,694	1,622	3,044	Ac	Fi	Te
48		0,15				1	2005	150	297,00		0,41	C	3					1,2	1,6	Ac	Em	DS
49	0,16	0,21				1	2008	80	11,73	0,53	0,81	C	3	Inslab				1,2	2,2	Ac	SD	DS
50		0,2				3	2017	30	1,88	0,33	0,44	C	3	Interface			1,4	1,4		Ac	SD	CL
51		0,32				4	2014	9	0,004			A	3				1,52	1,52		In	Em	US
52		0,32				4	2014	5	0,01	0,4		A	3				2,166	2,166		Ac	Em	DS
53		0,2				3	2016	10	0,03	0,4		A	3				1,363	1,363	1,93	Ac	Em	DS
54		0,32				4	2015	11	0,10	0,32		A	3				1,8	1,8	2,4	Ac	SD	DS
55	0,17	0,21				1	2013	52,9	53,53	0,522	0,646	C	3				1,514	1,404	2,417	Ac	SD	CL
56	0,18					1	2020	60	26,28	0,478	0,544	C	3				1,27	1,16	2,07	Ac	Fi	Te
57	0,084	0,16	0,056	0,11		1	2012	35,5	8,27	0,28	0,54	C	3	Interface				1,4	1,92	Ac	Em	DS
58		0,22				6	2016	15	0,21		0,6	B	3					1,2	2	In	SD	DS
59	0,1					2	1985	14	0,23			A	3							In	SD	US
60	0,1					2	1985	6	0,003			A	3							In	SD	US
61	0,1					2	1985	5	0,03			A	3							In	SD	US
62	0,2	0,28				1	2019	7,5	0,19	0,66	1,22	A	3	Interface			1,32		2,95	Ac	SD	Te
63		0,224				1	2014	157	337,08		1,05	C	3	Inslab				1,2	1,7	Ac	Em	DS
64	0,1					2	1987	8	0,03			A	3							Ab	SD	CL
65		0,13				1	2017	5			0,42	A	3					1,605	2,82	Ac	Em	DS
66	0,1					2	1990	8	0,05			A	3							Ab	SD	CL
67	0,1389					2	1995	4,5	0,004			A	3							In	Em	DS
68		0,2				3	2017	10	0,02			A	3				1,25	1,25	1,46	In	SD	DS
69	0,15	0,22	0,1	0,15		1	2020	40	271,99	0,45	0,89	C	3	Inslab			1,8	1,4	2,88	Ac	Em	DS
70		0,2		0,1		3	2016	30	1,27			C	3				1,56	1,56	2,34	Ac	Em	DS
71		0,2				3	2013	5				A	3							In	Po	Ot

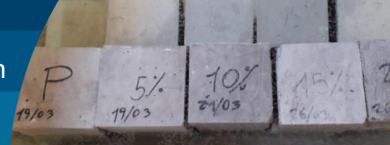
25



111	0,15	0,17			9	2016	190	689,66		1,2	C	2	Inslab	Inslab	1,37	1,31	2,16	Ac	SD	DS
112		0,3		0,2	Unspecified	2009	60	22,00		0,51	C	2				1,39		Ac	SD	DS
113	0,105	0,17			1	2020	310	0,000	0,35	0,56	C	2	Inslab	Inslab		2,43	3,96	Ac	SD	CL
114		0,13		0,09	1	2021	26,47			0,43	B	2		Inslab		1,38	1,88	Ac	Em	DS
115	0,05	0,15			Unspecified	2002	27	9,87			B	2						In	Fi	Te
116	0,1				2	1997	18	0,12			B	3			1,23		2,33	Ab	SD	CL
117		0,32			4	2014	8	0,01			A	3						Ab	SD	CL
118	0,14				1	2019	54	504,70	0,45		C	2			1,2		1,8	Ac	SD	DS
119		0,165		0,11	1	2021	52	1451,00		0,55	C	2		Inslab		1,4	2	Ac	Em	Ot
120	0,16	0,25			1	2016	45	1,35	0,548	1,47	C	2	Inslab	Inslab	1,13	1,03	1,5	In	Em	DS
121	0,11	0,2			1	2012	10	0,67	0,38	0,79	A	2	Inslab	Interface	1,323	1,144	1,747	In	Em	DS
122	0,13	0,16	0,04	0,05	1	2014	13	2,18	0,445	0,537	B	1			1,5	1,36	2,3	In	Fi	Te
123	0,12	0,15	0,04	0,05	8	2021	77	763,53	0,271	0,903	C	1	Inslab	Inslab				Ac	Em	DS
124	0,072	0,114			1	2018	37,2	14,80	0,24	0,38	C	1	Inslab	Inslab	1,4	1,2	1,7	Ac	Fi	Te
125	0,15	0,2			5	2010	23	6,65	0,09	0,54	B	1	Shallow crustal	Interface	1,359	1,218	1,986	In	Em	DS

Method: Method number according to Table 4. Status: Active (Ac), Inactive (In), Abandoned (Ab). Type: Embankment (Em), Sand Dam (SD), Filtered (Fi), Paste (Pa), Pool (Po).

Constructive Method: Downstream (DS), Centerline (CL), Terrace (Te), Upstream (US), Other (Ot)



Uso de relaves de flotación de escorias de cobre en hormigón

Use of copper slag flotation tailings in concrete

Fecha de entrega: 3 de junio 2025

Fecha de aceptación: 2 de septiembre 2025

Amin Nazer¹, Osvaldo Pavez^{2,3} y Hugo Flores³

¹ Universidad de La Serena, Departamento de Ingeniería en Construcción, Facultad de Ingeniería, Benavente 980, La Serena, Chile, amin.nazerv@userena.cl (Orcid: 0000-0002-0176-2344)

² Universidad de Atacama, Centro Regional de Investigación y Desarrollo Sustentable de Atacama, Av. Copayapu 485, Copiapó, Chile, osvaldo.pavez@uda.cl (Orcid: 0000-0001-5720-351X)

³ Universidad de Atacama, Departamento de Ingeniería en Metalurgia, Facultad de Ingeniería, Av. Copayapu 485, Copiapó, Chile, hugo.metalurgia1@gmail.com (Orcid: 0000-0002-9423-1963)

Este estudio preliminar explora el potencial de los relaves de flotación de escoria de cobre (CSFW), un subproducto de la industria minera del cobre en Chile, como reemplazo parcial del cemento Portland en hormigón. Se caracterizó una muestra de CSFW de una fundición chilena, y se probaron mezclas de hormigón con sustituciones de CSFW del 0% al 20% (en incrementos del 5%) para evaluar la resistencia a la compresión a 7, 28 y 60 días. La difracción de rayos X (XRD) reveló que el CSFW está compuesto principalmente por hedenbergita, magnetita, fayalita y albita. Aunque la resistencia a la compresión disminuyó con mayores niveles de sustitución de CSFW, la mezcla con 5% de reemplazo alcanzó aproximadamente el 80% de la resistencia del hormigón de control a los 60 días. La plasticidad aumentó significativamente con el contenido de CSFW, triplicándose el asentamiento en la mezcla con 20% respecto al control, lo que indica un aumento en la trabajabilidad pero también un exceso de agua en la mezcla. Estos resultados, sugieren que el CSFW es una alternativa viable para reemplazos de cemento de bajo nivel, promoviendo la valorización de residuos mineros y la sostenibilidad ambiental en el sector de la construcción en Chile.

Palabras clave: relaves de flotación de escoria de cobre, hormigón, reemplazo de cemento, resistencia a la compresión, reciclaje de residuos, construcción sostenible

This preliminary study explores the potential of copper slag flotation tailings (CSFW), a byproduct of the copper mining industry in Chile, as a partial replacement for Portland cement in concrete. A CSFW sample from a Chilean smelter was characterized, and concrete mixtures with CSFW substitutions ranging from 0% to 20% (in 5% increments) were tested to evaluate compressive strength at 7, 28, and 60 days. X-ray diffraction (XRD) revealed that CSFW is primarily composed of hedenbergite, magnetite, fayalite, and albite. Although compressive strength decreased with higher levels of CSFW substitution, the mixture with 5% replacement achieved approximately 80% of the control concrete's strength at 60 days. Plasticity increased significantly with CSFW content, with slump tripling in the 20% mixture compared to the control, which indicates an increase in workability but also an excess of water in the mix. These results suggest that CSFW is a viable alternative for low-level cement replacements, promoting the valorization of mining waste and environmental sustainability in the construction sector in Chile.

Keywords: copper slag flotation tailings, concrete, cement replacement, compressive strength, waste recycling, sustainable construction

Introducción

La industria minera de Chile, pilar de su economía, es uno de los principales productores mundiales de cobre. Sin embargo, genera grandes cantidades de residuos sólidos, incluyendo la escoria de cobre (CS), un subproducto vítreo

de la fundición de concentrados ricos en cobre. A nivel global, se estima que la producción de CS alcanza los 24.6 millones de toneladas anuales (Gorai *et al.*, 2003). En Chile, las fundiciones producen aproximadamente 3 millones de toneladas de CS al año, contribuyendo a una

acumulación histórica de 20 millones de toneladas (Díaz, 2012; Valenzuela, 2016). Generalmente depositada en vertederos, la CS ocupa vastas áreas y representa riesgos ambientales debido a la posible lixiviación de metales pesados (Dung *et al.*, 2014). Alternativamente, la CS se ha utilizado en chorreado abrasivo (Dung *et al.*, 2014), como árido en morteros y hormigones (Mithun y Narasimhan, 2016; Vinotha y Brindha, 2021), como sustituto parcial del cemento Portland CP (Chew y Bharati, 2010; Nazer *et al.*, 2016) o en mezclas asfálticas (Patel *et al.*, 2012; Raposeiras *et al.*, 2018; Wang y Emery, 2004). La CS también contiene entre 0.3% y 2.1% de CuO, recuperable para uso comercial (Shi *et al.*, 2008).

En hormigón, la CS y subproductos similares producen resultados mixtos. Wang *et al.* (2021) encontraron que un reemplazo de CS inferior al 40% puede mejorar la resistencia a la compresión debido a propiedades puzolánicas. Sin embargo, Afshoon y Sharifi (2017) reportaron una reducción de resistencia con reemplazos de CS hasta el 15%, debido a una menor actividad puzolánica. Sharma y Khan (2017) observaron tendencias similares en morteros, con una disminución de resistencia por encima del 10% de reemplazo debido a un aumento en la demanda de agua. Moura *et al.* (1997) señalaron que la naturaleza cristalina de la CS limita su contribución a la hidratación del cemento, mientras que Al-Jabri *et al.* (2009) destacaron que su alta absorción de agua impacta negativamente la resistencia. Najimi *et al.* (2011) sugirieron el uso de superplastificantes para mitigar problemas de trabajabilidad.

Las fundiciones de cobre chilenas han adoptado recientemente procesos de molienda y flotación para recuperar el cobre residual en las escorias de cobre, generando relaves de escoria de cobre (CSFW). De las siete fundiciones de Chile, cinco utilizan flotación, produciendo CSFW que se descarga en vertederos de relaves de escorias de cobre (Richter, 2017). El contenido de metales pesados del CSFW, incluyendo hierro y cobre, plantea desafíos ambientales si no se gestiona adecuadamente (Dung *et al.*, 2014). En regiones como Atacama en el norte chileno, la acumulación de CSFW exacerba los conflictos por el uso de la tierra y la degradación ambiental, lo que requiere estrategias innovadoras de gestión de residuos.

La investigación sobre el uso de CSFW en la construcción es limitada pero prometedora. Se ha explorado su uso en la

producción de cemento (Alp *et al.*, 2008), vitrocerámicas (Cocić *et al.*, 2017; Karamanov *et al.*, 2007) y pigmentos cerámicos (Ozel *et al.*, 2006). Los metales pesados y el hierro del CSFW pueden inmovilizarse en matrices cementicias, garantizando seguridad para la construcción (Alp *et al.*, 2008; Çoruh *et al.*, 2006; Mesci *et al.*, 2009). En Chile, donde la producción de CSFW está aumentando, su uso en hormigón podría reducir la dependencia de vertederos, disminuir el consumo de cemento y apoyar el desarrollo sostenible. Sin embargo, el comportamiento del CSFW en mezclas cementicias, particularmente en Chile, sigue siendo poco estudiado.

Estas aplicaciones reducen la demanda de áridos naturales y cemento, que son intensivos en energía, y desvían residuos de los vertederos. En contraste, el CSFW ha recibido menos atención debido a su reciente aparición. Alp *et al.* (2008) demostraron el potencial del CSFW en la producción de clínker de cemento, con metales pesados inmovilizados de manera segura. Çoruh *et al.* (2006) y Cocić *et al.* (2017) exploraron su uso en vitrocerámicas, destacando la estabilización de metales pesados. Mesci *et al.* (2009) encontraron que el CSFW en morteros mejora la inmovilización de metales pesados, garantizando seguridad. Estos estudios se centran principalmente en aplicaciones no relacionadas con el hormigón.

En Chile, la investigación sobre CS y CSFW es limitada a pesar de la significativa producción de cobre. Nazer *et al.* (2016) encontraron resultados positivos con CS antigua en matrices cementicias a bajos niveles de reemplazo. Sin embargo, el menor tamaño de partícula y el mayor contenido de hierro del CSFW requieren una investigación específica.

Este estudio evalúa el CSFW de una fundición chilena como reemplazo parcial del cemento Portland en hormigón, abordando una brecha en la literatura. Al caracterizar el CSFW y evaluar su impacto en la resistencia a la compresión y la plasticidad, el estudio analiza su viabilidad como material de construcción sostenible, promoviendo la valorización de residuos y la sostenibilidad ambiental, particularmente en Atacama.

El objetivo de este trabajo es analizar el impacto de la sustitución del 0–20% de CSFW en la resistencia mecánica y la plasticidad del hormigón.

Materiales y métodos

Materiales

Se utilizó cemento Portland de alta resistencia, conforme a la norma NCh148 (1968), obtenido de Hormigones Bicentenario BSA. La arena y grava de río, cumpliendo con los estándares locales de construcción, se adquirieron de un proveedor en Copiapó, Chile. El CSFW, caracterizado por un aspecto negro y vítreo, fue donado por la Planta Manuel Antonio Matta de la Empresa Nacional de Minería. Todos los materiales fueron preparados mecánicamente para garantizar uniformidad y caracterizados para su idoneidad en la producción de hormigón.

Caracterización del CSFW

La distribución de tamaño de partícula (particle size distribution PSD) del CSFW se determinó utilizando un analizador de difracción láser (Mastersizer 2000, Malvern Instruments). El CSFW original tenía un tamaño de partícula inferior a 600 μm , con el 91% por debajo de 212 μm y el 4% por debajo de 75 μm , eliminando la necesidad de molienda (Figura 1). Posteriormente, se tamizó descartando tamaños > 90 μm . Esta PSD fina (Figura 2) respalda el potencial del CSFW como sustituto del cemento sin procesamiento adicional.



Figura 1: Tamizado de relave de escoria de cobre.

La estructura cristalina se analizó mediante difracción de rayos X (XRD, Shimadzu XRD-6100) con radiación $\text{Cu K}\alpha$, escaneando de 5° a 70° 2θ con un paso de 0.02° . Las muestras se prepararon en un laboratorio controlado para minimizar la contaminación. El análisis cuantitativo

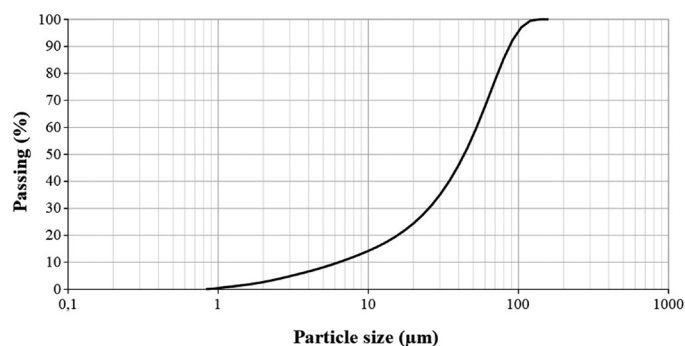


Figura 2: Distribución de tamaño de partícula del CSFW tamizado (< 90 μm) usado en las mezclas de hormigón con un rango de 0.95 μm a 120.23 μm y porcentajes volumétricos de 0.08% y 4.82%, respectivamente

mediante espectrofotometría de absorción atómica (Agilent Technologies, Mod. G8432A) identificó hedenbergita (23.90%), magnetita (20.36%), fayalita (20.00%), albita (18.05%), fengita (9.55%) y cuarzo (2.01%). Se debe tener presente que la composición mineralógica es variable, entendiendo que la fundición de cobre se realiza teniendo como material de partida el concentrado de cobre de diferentes yacimientos, se hace un mix para alcanzar la ley necesaria para los hornos. En este caso, se trata de escorias de vertederos históricos de la empresa estatal ENAMI. Los patrones de DRX de CSFW se muestran en la Figura 3.

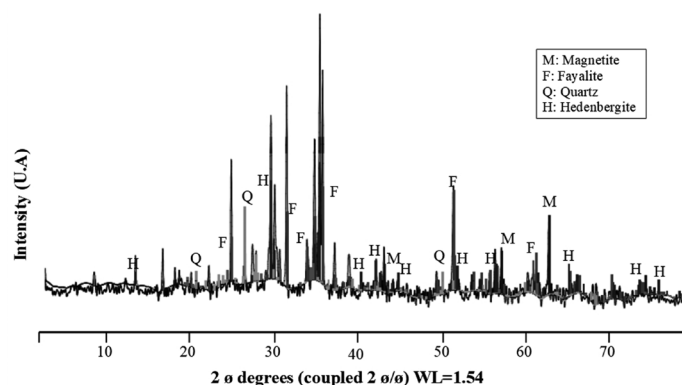


Figura 3: Patrones de difractogramas de rayos X del CSFW original. Magnetita (Fe_3O_4 : COD 9005838); Fayalita (Fe_2SiO_4 : COD 9000555); Cuarzo (SiO_2 : COD 9006666); Hedenbergita ($\text{Ca}_{0.758}\text{FeNa}_{0.242}\text{Si}_2\text{O}_6$: COD 9010078)

El análisis químico reveló un alto contenido de hierro (32.35%) y silicio (17.45%), con menores cantidades de calcio (4.13%), cobre (1.25%), potasio (0.92%) y aluminio (0.64%). Estas composiciones sugieren el potencial del CSFW como filler, aunque su naturaleza cristalina puede

limitar la actividad puzolánica.

Las propiedades físicas, incluyendo la densidad (método del picnómetro) y la absorción de agua, se midieron para el CSFW y la arena para garantizar compatibilidad con los estándares de hormigón (Tabla 1). Las pruebas siguieron protocolos ASTM, con múltiples mediciones para precisión.

Tabla 1: Propiedades físicas del CSFW y la arena

Material	Partículas < 0.08 mm, %	Absorción, %	Densidad, g/cm³
CSFW	3.88	0.5	3.84
Arena	5.11	1.2	2.49
Grava	0.20	13.67	2.38

Preparación del hormigón

Los áridos (arena y grava) se homogeneizaron en triplicado usando divisores de rifle para asegurar muestras representativas, según las normas chilenas. El CSFW se tamizó a través de una malla #170 ASTM (90 µm) para obtener partículas < 90 µm, alineando su tamaño de partícula con el del cemento Portland (típicamente < 45 µm) para mejorar la compatibilidad, la trabajabilidad y maximizar su efecto como filler en la matriz cementicia. Esta fracción más fina se eligió para garantizar una mezcla uniforme, reducir impurezas potenciales y optimizar la integración del material en el hormigón sin requerir molienda intensiva en energía. El CSFW tamizado se secó a 100 ± 5°C durante 24 horas para obtener una muestra de 10 kg. El CSFW seco se homogeneizó usando un divisor de rifle. Propiedades cementicias del CSFW como la reactividad puzolánica del CSFW con partículas menores a 15 µm por el método de la variación de pH y conductividad eléctrica en suspensiones no son parte de este estudio, pero se pueden consultar, por ejemplo, en Nazer *et al.* (2016).

Se prepararon cubos de hormigón (de 15 cm de arista) con reemplazos de cemento Portland del 0% (control), 5%, 10%, 15% y 20% en peso, siguiendo un diseño de mezcla estandarizado (ver Tabla 2) para una resistencia esperada de 40 MPa a los 28 días. Las proporciones de la mezcla mantuvieron el contenido de agua constante. Sin embargo, la razón A/C fue aumentando. La prueba de asentamiento, según NCh1019 (2009), midió la plasticidad del hormigón fresco usando el método del cono de Abrams. Los cubos se curaron a 20°C en una solución saturada de hidróxido de

calcio (Figura 4), con monitoreo diario de las condiciones. Las pruebas de resistencia a la compresión se realizaron a 7, 28 y 60 días usando una prensa hidráulica calibrada, según las normas chilenas.



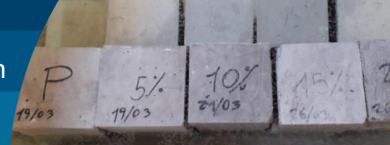
Figura 4: Curado de muestras cúbicas de hormigón.

Tabla 2: Composición de las mezclas de hormigón

Muestra	CSFW, %	Cemento, kg/m³	CSFW, kg/m³	Arena, kg/m³	Grava, kg/m³	Agua, kg/m³
Control	0	350.0	0	700	1050	175
CSFW-5	5	332.5	17.5	700	1050	175
CSFW-10	10	315.0	35.0	700	1050	175
CSFW-15	15	297.5	52.5	700	1050	175
CSFW-20	20	280.0	70.0	700	1050	175

Resultados y discusión
Caracterización del CSFW

La XRD confirmó la naturaleza cristalina del CSFW, compuesto principalmente por hedenbergita, magnetita, fayalita, albita, fengita y cuarzo, como se detalla en la sección de Métodos. El análisis químico destacó un alto contenido de hierro y silicio, sugiriendo el rol del CSFW como filler, aunque su mineralogía cristalina puede limitar la reactividad puzolánica en comparación con materiales amorfos como la ceniza volante. La PSD fina del CSFW tamizado (0.95–120.23 µm; Figura 3) respalda su uso sin molienda, una ventaja económica. Entonces, los CSFW ensayados poseen bajas propiedades cementicias. La reactividad de CSFW sería más favorable con tamaños de partículas inferiores a 45 µm. Como se ha señalado, en este estudio se aprovechó de evaluar la resistencia en hormigones con el relave de escoria de cobre con la granulometría de origen, sin modificarla.



La mayor densidad del CSFW (3.84 g/cm^3) y su menor absorción de agua (0.5%) en comparación con la arena (2.49 g/cm^3 , 1.2%; ver Tabla 1) indican compatibilidad con las mezclas de hormigón. Las propiedades físicas del CSFW, como su baja absorción de agua (0.5%), son relevantes para el comportamiento del hormigón. Aunque la relación agua/cemento no fue constante en todas las mezclas, el bajo requerimiento de agua del CSFW significó que a medida que se aumentaba la sustitución, la cantidad de agua disponible para la hidratación del cemento era excesiva. Este exceso de agua incrementó la plasticidad, triplicando el asentamiento en la mezcla con 20% de sustitución. Este aumento de la relación efectiva agua/cemento diluyó la pasta y, como consecuencia, resultó en una reducción de la resistencia a la compresión observada en niveles más altos de CSFW.

Plasticidad del hormigón fresco

Los resultados de las pruebas de asentamiento (ver Figura 5) muestran un aumento en la plasticidad con el contenido de CSFW, concluyente para la trabajabilidad. Las mezclas de control y CSFW-5 mostraron una consistencia plástica, adecuada para la mayoría de las aplicaciones, mientras que CSFW-10 mostró una consistencia blanda. Las mezclas CSFW-15 y CSFW-20 presentaron una consistencia fluida, según los estándares EHE-08 (2011), con el asentamiento de CSFW-20 triplicando el del control. Este aumento probablemente resulta de las partículas finas de CSFW que incrementan el área superficial.

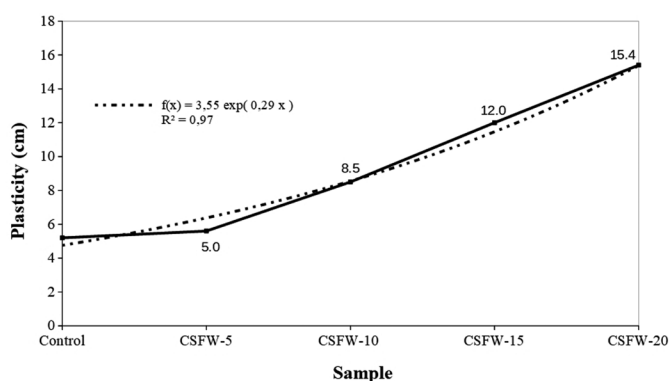


Figura 5: Resultados de las pruebas de asentamiento para las mezclas de hormigón con diferentes contenidos de CSFW, mostrando un aumento en la plasticidad con mayor sustitución de CSFW.

La alta plasticidad en niveles elevados de CSFW sugiere

un exceso de agua, lo que puede reducir la resistencia. Esto coincide con Al-Jabri *et al.* (2009), quienes señalaron que la baja absorción de agua de la escoria de cobre afecta la trabajabilidad. En la región árida de Atacama, Chile, gestionar la plasticidad es importante para la durabilidad.

Resistencia a la compresión

La Figura 6 muestra el ensayo a compresión de la probeta de hormigón, y los resultados de resistencia a la compresión a 7, 28 y 60 días, expresados como porcentaje del control, se muestran en la Figura 7. Todas las mezclas con CSFW tuvieron menor resistencia que el control, disminuyendo con mayor sustitución. La mezcla CSFW-5 tuvo el mejor desempeño, alcanzando ~80% de la resistencia del control a 28 y 60 días, indicando un potencial práctico. La resistencia mejoró con el tiempo de curado, sugiriendo que el CSFW actúa como filler, mejorando la resistencia a largo plazo al llenar vacíos en la matriz cementicia.

La reducción de resistencia en niveles más altos de CSFW probablemente resulta de un menor contenido de cemento y del exceso de agua, como se observó en la alta plasticidad de CSFW-15 y CSFW-20. Esto se debe a la baja absorción de agua del CSFW en comparación con el cemento, lo que aumenta la relación agua/cemento efectiva y diluye la pasta, reduciendo la hidratación y, por consiguiente, la resistencia. Esto coincide con Afshoon y Sharifi (2017), quienes notaron una menor resistencia con un 15% de reemplazo de CS debido a baja actividad puzolánica.



Figura 6: Ensayo a la compresión de probetas de hormigón conteniendo CSFW.

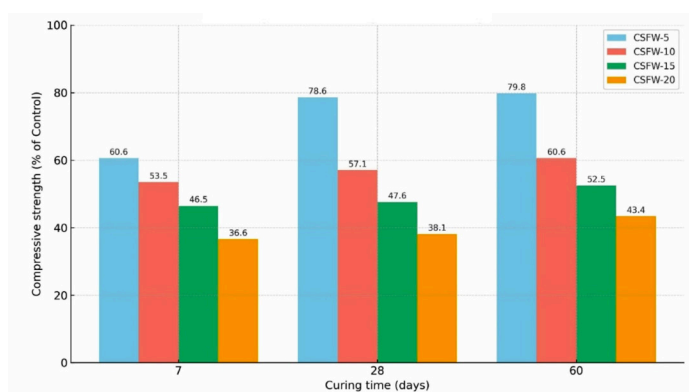


Figura 7: Resistencia a la compresión de mezclas de hormigón a 7, 28 y 60 días, relativa al control (%), mostrando el desempeño superior de la mezcla CSFW-5.

También coincide con el resultado de Sharma y Khan (2017), quienes observaron caídas de resistencia por encima del 10% de reemplazo. En contraste, Wang *et al.* (2021) reportaron una mayor resistencia con reemplazos de CS inferiores al 40%, posiblemente debido a diferencias en las propiedades del material. La mineralogía cristalina del CSFW, dominada por hedenbergita y fayalita, probablemente contribuye menos a la hidratación que las escorias amorfas (Moura *et al.*, 1997). La baja absorción de agua, señalada por Al-Jabri *et al.* (2009), produciría la reducción de resistencia.

El desempeño de la mezcla CSFW-5 sugiere que los niveles bajos de reemplazo equilibran la resistencia y la sostenibilidad. En Chile, donde la producción de cemento es intensiva en energía, un reemplazo del 5% de CSFW podría reducir los impactos ambientales sin comprometer el rendimiento.

A pesar de la baja actividad puzolánica, la naturaleza fina y la densidad del CSFW permiten un efecto filler, lo que contribuye a la densificación de la matriz de cemento. Este mecanismo es de gran importancia para explicar la ganancia de resistencia observada con el tiempo en la mezcla CSFW-5, mejorando la resistencia a largo plazo al llenar los vacíos en la matriz cementicia y compensando parcialmente la reducción de cemento.

Análisis estadístico

Las pruebas de resistencia a la compresión se realizaron en triplicado, reportando valores promedio. La desviación estándar de la mezcla de control fue inferior al 5%, indicando consistencia. Las mezclas con CSFW tuvieron

desviaciones estándar de 6–10%, reflejando variabilidad en sustituciones más altas, posiblemente debido a las partículas heterogéneas del CSFW.

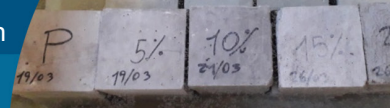
Implicaciones prácticas

El uso de CSFW en hormigón ofrece beneficios significativos para los sectores de construcción y minería de Chile. Con un reemplazo del 5%, los proyectos pueden reducir el uso de cemento, disminuyendo emisiones. En Atacama, donde el CSFW es abundante, los productores locales podrían integrarlo en las cadenas de suministro, reduciendo la dependencia de vertederos. La PSD fina del CSFW elimina la necesidad de molienda, haciéndolo rentable en comparación con la ceniza volante o el humo de sílice.

La alta plasticidad en niveles elevados de CSFW presenta desafíos y oportunidades. La consistencia fluida (*e.g.*, CSFW-20) puede ser adecuada para aplicaciones no estructurales como elementos prefabricados.

Para mitigar la reducción de resistencia en niveles de sustitución más altos y aprovechar la alta plasticidad del CSFW, se propone el uso de superplastificantes (Najimi *et al.*, 2011). Estos aditivos permiten reducir la relación agua/cemento, que es la causa principal de la pérdida de resistencia a altos niveles de sustitución, sin comprometer la trabajabilidad. Un diseño de mezcla optimizado que combine CSFW con superplastificantes podría no solo mejorar la resistencia a la compresión, sino también reducir el contenido total de cemento y, por lo tanto, los costos y las emisiones de CO₂. Este enfoque haría que sustituciones del 15% o 20% sean viables para aplicaciones no estructurales o de menor resistencia, optimizando el uso de este residuo. El uso de mineralogía puzolánica como la ceniza volante es otra opción para compensar la falta de reactividad química en el CSFW.

La matriz de hormigón, formada por la pasta de cemento, tiene la capacidad de encapsular (Alp *et al.*, 2008; Mesci *et al.*, 2009) y fijar los metales pesados presentes en el CSFW, como el hierro y el cobre, garantizando así la inmovilización de estos elementos. Este proceso impide la lixiviación de los metales al medio ambiente, un riesgo ambiental importante asociado a los residuos mineros. De esta forma, el uso del CSFW en hormigón aborda las preocupaciones de seguridad y convierte un desecho potencialmente



peligroso en un material de construcción seguro. En Chile, adoptar el CSFW se alinea con regulaciones ambientales más estrictas y objetivos de economía circular.

Conclusiones

Este estudio caracterizó los residuos de flotación de escoria de cobre (CSFW), un subproducto de la minería del cobre en Chile, y evaluó su uso como reemplazo parcial del cemento Portland. El CSFW, compuesto principalmente por hedenbergita, magnetita y fayalita, no requiere molienda, ofreciendo ventajas prácticas. La mezcla CSFW-5 (5% de reemplazo) alcanzó aproximadamente el 80% de la resistencia del control a 60 días, mientras que sustituciones mayores redujeron la resistencia debida al aumento en la relación agua/cemento efectiva provocado por la baja absorción del CSFW. La plasticidad aumentó significativamente con sustituciones mayores de CSFW, lo que indica su potencial para la producción de hormigones con alta trabajabilidad, adecuados para aplicaciones no estructurales o para diseños que no requieran alta resistencia a la compresión. Para que las sustituciones superiores al 10% sean viables para usos estructurales, la optimización de la mezcla con aditivos como superplastificantes es esencial. Esto compensaría la pérdida de resistencia, haciendo que el uso de CSFW sea una solución más competitiva en términos de costo y rendimiento.

Respaldado por estudios sobre CS y subproductos similares (Afshoon y Sharifi, 2017; Sharma y Khan, 2017; Moura *et al.*, 1997; Al-Jabri *et al.*, 2009; Najimi *et al.*, 2011), el CSFW es una opción viable y sostenible para reemplazos de cemento de bajo nivel. En Chile, particularmente en Atacama, el uso de CSFW podría reducir vertederos. La inmovilización de metales pesados garantiza seguridad.

El CSFW podría convertirse en un material suplementario estándar en la industria de la construcción de Chile, promoviendo la gestión sostenible de residuos y la eficiencia de recursos derivados de la minería del cobre.

Referencias

Afshoon, I. and Sharifi, Y. (2017). Use of copper slag microparticles in self-consolidating concrete. *ACI Materials Journal* **114**(5), 691-699

Al-Jabri, K.S., Hisada, M., Al-Saidy, A.H. and Al-Oraimi, S.K. (2009). Performance of high strength concrete made with copper slag as a fine aggregate. *Construction and Building Materials* **23**(6), 2132-2140

Alp, I., Deveci, H. and Süngün, H. (2008). Utilization of flotation wastes of copper slag as raw material in cement production. *Journal of Hazardous Materials* **159**(2-3), 390-395

Chew, S.H. and Bharati, S.K. (2010). Use of recycled copper slag in cement-treated Singapore marine clay. *Advances in Environmental Geotechnics: International Symposium on Geoenvironmental Engineering*, Hangzhou, China, Springer Berlin Heidelberg, 705-710

Cocić, M., Logar, M., Erić, S., Tasić, V., Dević, S., Cocić, S. and Matović, B. (2017). Application of the final flotation waste for obtaining the glass-ceramic materials. *Science of Sintering* **49**(4), 431-443

Çoruh, S., Ergun, O. N. and Cheng, T.W. (2006). Treatment of copper industry waste and production of sintered glass-ceramic. *Waste Management & Research* **24**(3), 234-241

Díaz, N. (2012). Evaluación escorias. *XIII Congreso Geológico Chileno*, Sociedad Geológica de Chile, Antofagasta, Chile, 76-78

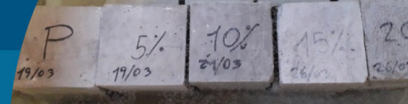
Dung, T.T.T., Cappuyns, V., Swennen, R., Vassilieva, E. and Phung, N.K. (2014). Leachability of arsenic and heavy metals from blasted copper slag and contamination of marine sediment and soil in Ninh Hoa district, south central of Vietnam. *Applied Geochemistry* **44**, 80-92

EHE-08 (2011). Instrucción de Hormigón Estructural. Ministerio de Transportes y Movilidad Sostenible, Gobierno de España

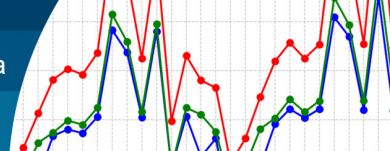
Gorai, B., Jana, R.K. and Premchand (2003). Characteristics and utilisation of copper slag—a review. *Resources, Conservation and Recycling* **39**(4), 299-313

Karamanov, A., Aloisi, M. and Pelino, M. (2007). Vitrification of copper flotation waste. *Journal of Hazardous Materials* **140**(1-2), 333-339

Mesci, B., Çoruh, S. and Ergun, O.N. (2009). Leaching behaviour and mechanical properties of copper flotation waste in stabilized/solidified products. *Waste Management & Research* **27**(1), 70-77



- Mithun, B.M. and Narasimhan, M.C. (2016). Performance of alkali activated slag concrete mixes incorporating copper slag as fine aggregate. *Journal of Cleaner Production* **112**(Part 1), 837–844
- Moura, W.A., Gonçalves, J.P. and Lima, M.B.L. (2007). Copper slag waste as a supplementary cementing material to concrete. *Journal of Materials Science* **42**(7), 2226-2230
- Najimi, M., Sobhani, J. and Pourkhorshidi, A.R. (2011). Durability of copper slag contained concrete exposed to sulfate attack. *Construction and Building Materials* **25**(4), 1895-1905
- Nazer, A., Payá, J., Borrachero, M.V. and Monzó, J. (2016). Use of ancient copper slags in Portland cement and alkali activated cement matrices. *Journal of Environmental Management* **167**, 115–123
- NCh1019 (2009). Hormigón. Determinación de la docilidad - Método del asentamiento del cono de Abrams. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile
- NCh148 (1968). Cemento - Terminología, clasificación y especificaciones generales. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile
- Ozel, E., Turan, S., Çoruh, S. and Ergun, O.N. (2006). Production of brown and black pigments by using flotation waste from copper slag. *Waste Management & Research* **24**(2), 125–133
- Patel, S., Shahu, J.T. and Senapati, A. (2012). Feasibility of copper slag–fly ash mix as a road construction material. *ACEE International Journal on Transportation and Urban Development* **2**(1), 11–14
- Raposeiras, A.C., Movilla-Quesada, D., Bilbao-Novoa, R., Cifuentes, C., Ferrer-Norambuena, G. and Castro-Fresno, D. (2018). The use of copper slags as an aggregate replacement in asphalt mixes with RAP: physical–chemical and mechanical behavioural analysis. *Construction and Building Materials* **190**, 427–438
- Richter, G. (2017). Desafíos fundición y refinera Codelco. Presentación en Seminario Desafíos y Oportunidades del Arsénico en la Industria Minera en Chile, Codelco, Chile
- Sharma, R. and Khan, R.A. (2017). Sustainable use of copper slag in self compacting concrete containing supplementary cementitious materials. *Journal of Cleaner Production* **151**, 179-192
- Shi, C., Meyer, C. and Behnood, A. (2008). Utilization of copper slag in cement and concrete. *Resources, Conservation and Recycling* **52**(10), 1115–1120
- Valenzuela, A. (2016). Mining waste management in Chile: Experience, challenges and opportunities. Presentación XIV Congreso Internacional Expomin, Chile, 1–27
- Vinotha, J. and Brindha, D. (2021). Development of hybrid steel-basalt fiber reinforced concrete – in aspects of flexure, fracture and microstructure. *Revista de la Construcción* **20**(1), 62–90
- Wang, G. and Emery, J. (2004). Technology of slag utilization in highway construction. *Environmental Benefits of In-situ Material Recycling and Strengthening Session, Annual Conference of Transportation Association of Canada*, Québec, Canada, 1–15
- Wang, R., Shi, Q., Li, Y., Cao, Z. and Si, Z. (2021). A critical review on the use of copper slag (CS) as a substitute constituent in concrete. *Construction and Building Materials* **292**, 123371



Efecto de cenizas de semilla de palta, durazno y fibra de sisal en el comportamiento de una subrasante arcillosa

Effect of avocado and peach seed ashes and sisal fibre on the performance of clayey subgrade

Fecha de entrega: 9 de mayo 2025

Fecha de aceptación: 4 de julio 2025

Deyvi Franklin Calizaya, Jhonatan Jesús Mamani y Marco Herber Muñiz

Universidad Cesar Vallejo Trujillo, Perú, decalizayama@ucvvirtual.edu.pe (<https://orcid.org/0009-0004-9967-3965>), jhmamanini@ucvvirtual.edu.pe (<https://orcid.org/0009-0005-3306-091X>), mmunizp@ucvvirtual.edu.pe (<https://orcid.org/0000-0002-6818-6097>)

Este estudio tuvo como objetivo evaluar el efecto de cenizas de semilla de palta (CSP), durazno (CSD) y fibra de sisal (FS) en las propiedades geotécnicas de suelos arcillosos, buscando determinar su viabilidad como aditivos estabilizantes en aplicaciones viales sostenibles. Los ensayos realizados incluyeron pruebas de plasticidad, compactación mediante el método Proctor modificado y capacidad portante evaluada a través del California bearing ratio (CBR). En los resultados de plasticidad, el índice de plasticidad (IP) se redujo hasta 15%. Para la compactación, la máxima densidad seca (MDS) alcanzó un valor de 1.83 g/cm³ con un contenido óptimo de humedad (OH) de 16.2%, mostrando una mejora en la cohesión interna del suelo. Finalmente, en cuanto a la capacidad portante, los valores del CBR mostraron un aumento máximo de hasta 21.6% al 100% de MDS Proctor, lo cual valida la eficiencia de los aditivos para incrementar la resistencia del suelo bajo carga. En conclusión, los resultados obtenidos respaldan la aplicación de CSP, CSD y FS como aditivos que mejoran la plasticidad, compactación y capacidad portante del suelo arcilloso, ofreciendo una alternativa técnica y ambientalmente sostenible para infraestructuras viales mediante el aprovechamiento de subproductos agroindustriales.

Palabras clave: estabilización, cenizas, fibra, compactación, CBR, arcilla

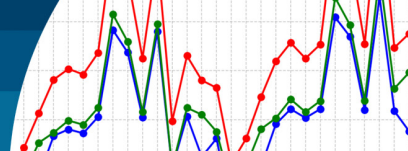
The objective of this study was to evaluate the effect of avocado seed ashes (CSP), peach (CSD) and sisal fiber (FS) on the geotechnical properties of clayey soils, seeking to determine their viability as stabilizing additives in sustainable road applications. The tests performed included plasticity tests, compaction by the modified Proctor method and bearing capacity evaluated through the California bearing ratio (CBR). In the plasticity results, the plasticity index (PI) was reduced by up to 15%, which demonstrated the effectiveness of the additives in reducing expansion and improving soil cohesion. For compaction, the maximum dry density (MDS) reached a value of 1.83 g/cm³ with an optimum moisture content (OH) of 16.2%, showing an improvement in the internal cohesion of the soil. Finally, regarding bearing capacity, the CBR values showed a maximum increase up to 21.6% at 100% of Proctor MDS, which validates the efficiency of the additives to increase soil strength under load. In conclusion, the results obtained support the application of CSP, CSD and FS as additives that improve the plasticity, compaction and bearing capacity of clayey soils, offering a technically and environmentally sustainable alternative for road infrastructures through the use of agroindustrial by-products.

Keywords: stabilization, ash, fibre, compaction, CBR, clay

Introducción

Los suelos arcillosos y arenosos de baja capacidad de soporte influenciada por el contenido de humedad, representan un desafío en la infraestructura vial. La presencia de humedad puede generar problemas como hundimientos y asentamientos que se acentúan en suelos arcillosos

expansivos durante temporadas lluviosas, aumentando en función de su contenido de agua (López-Niño *et al.*, 2023; Rodríguez, 2020). En invierno, el congelamiento del agua en el suelo agrava estos problemas, comprometiendo la estabilidad y durabilidad de las vías (Gidebo *et al.*, 2023).



Tradicionalmente, la ingeniería civil ha abordado estos problemas mejorando la calidad de la subrasante mediante el uso de materiales de préstamo o la adición de productos industriales para incrementar la capacidad de soporte (Chauca, 2024). Sin embargo, en la última década, ha crecido el interés por soluciones más sostenibles y ambientalmente responsables (Cypher Environmental¹; Condori y Gutiérrez, 2024; Sengul *et al.*, 2013). La estabilización de suelos mediante residuos orgánicos, como cenizas y fibras naturales, es una línea de investigación emergente que busca aprovechar subproductos agrícolas, como las cenizas de semillas de palta y durazno, así como la fibra de sisal. Estos aditivos no solo mejoran la cohesión y la capacidad de soporte de los suelos, sino que también contribuyen a la sostenibilidad y reducción del impacto ambiental (Vettorelo y Clariá, 2014; Villarroel-Ortega *et al.*, 2022).

La estabilización de suelos arcillosos problemáticos para aplicaciones viales enfrenta una serie de limitaciones que dificultan su efectividad y aplicación práctica. Estos suelos, caracterizados por su alta plasticidad y su susceptibilidad a cambios volumétricos, representan un desafío significativo para la infraestructura vial debido a sus propiedades geotécnicas adversas (Afzali y Sharma, 2023; López-Niño *et al.*, 2023; Villarroel-Ortega *et al.*, 2022).

Una de las principales problemáticas es la heterogeneidad de los materiales estabilizantes empleados, como las cenizas de residuos industriales o las fibras de refuerzo. La composición química de estos materiales varía según su origen y procesos de producción, lo que afecta la uniformidad de los resultados al aplicarlos en suelos arcillosos. Por ejemplo, el residuo de carburo de calcio (CCR), ampliamente utilizado como estabilizante, presenta un alto contenido de Ca(OH)_2 y propiedades similares a la cal. Sin embargo, su variabilidad composicional puede limitar la eficacia del tratamiento al generar inconsistencias en la mejora de las propiedades mecánicas y la estabilidad hídrica del suelo estabilizado (Gong *et al.*, 2022).

Las propiedades específicas de los suelos, como su mineralogía y contenido de humedad, influyen en su respuesta al tratamiento estabilizador. En algunos casos,

los suelos altamente plásticos pueden mostrar una mejora insuficiente o incluso negativa al interactuar con los materiales estabilizantes, lo que exige ajustes en las proporciones y metodologías de aplicación (Luo *et al.*, 2023).

Estudios recientes han demostrado que el uso de fibras naturales puede mejorar la resistencia y estabilidad de los suelos (Villarroel-Ortega *et al.*, 2022). En este contexto, la investigación propuesta evalúa el efecto de estos aditivos naturales en las propiedades geotécnicas de los suelos arcillosos viales. El objetivo es analizar cómo estos componentes contribuyen a optimizar la compactación, reducir el índice de plasticidad y aumentar la capacidad de soporte de suelos de baja resistencia (Anburuvel, 2023). Con ello se busca no solo mejorar la infraestructura vial, sino también promover prácticas de construcción eco-amigables, alineadas con los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS).

Metodología

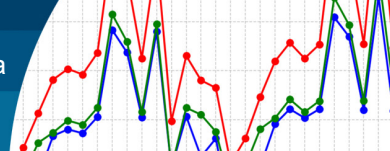
Esta investigación sigue un diseño experimental de tipo cuantitativo, orientado a evaluar la influencia de cenizas de semilla de palta (CSP), durazno (CSD) y fibra de sisal (FS) en las propiedades geotécnicas de suelos arcillosos viales de Moquegua, 1144 km al sur de Lima, Perú. Esta investigación aplicada tiene el propósito de estabilizar suelos mediante aditivos orgánicos y de origen agroindustrial. Este enfoque permite observar los efectos en las propiedades físicas y mecánicas del suelo, promoviendo soluciones sostenibles en la ingeniería vial.

Selección y preparación de muestras

Se seleccionó un suelo arcilloso característico de la región de Moquegua. La extracción se realizó en tres puntos de muestreo críticos de vías no pavimentadas en calicatas de 3 m de profundidad. Las muestras fueron secadas al ambiente y tamizadas para asegurar homogeneidad granulométrica. Se añadieron cenizas y fibras en proporciones del 3, 5 y 8% del peso del suelo seco, manteniendo control en la preparación de cada mezcla para los ensayos.

Mediante los ensayos de límites de Atterberg (ASTM D4318, 2017), se evaluaron los límites líquido y plástico del suelo natural y las mezclas con aditivos. Este ensayo permitió determinar la capacidad del suelo para retener

¹ <https://cypherenvironmental.com/2022/07/08/building-strong-and-stable-clay-roads>



agua sin perder estabilidad. Se utilizó el ensayo Proctor modificado (ASTM D1557, 2021) para obtener la Máxima Densidad Seca (MDS) y el Contenido Óptimo de Humedad (OH). Las muestras fueron compactadas en moldes cilíndricos de 152.4 mm (6 pulgadas) en cinco capas, aplicando 25 golpes de compactación por capa, a fin de evaluar como cada aditivo influye en la capacidad de compactación del suelo. El ensayo de relación de soporte California CBR (ASTM D1883, 2021) permitió evaluar la capacidad de soporte del suelo bajo condiciones de carga. Las muestras compactadas en condiciones óptimas fueron sometidas a una penetración controlada de 1.27 mm/min (0.05 in/min), registrando los valores de presión CBR a profundidades de 2.54 mm y 5.08 mm (0.1 y 0.2 pulgadas) para establecer la dosificación óptima en términos de soporte estructural. La Figura 1 presenta un flujograma de las etapas de la investigación.

Los datos se analizaron aplicando pruebas de hipótesis y análisis de varianza (ANOVA) para evaluar la significancia de los cambios en las propiedades del suelo.

Resultados

Las Figuras 2 y 3 muestran semillas de palta fuerte y ceniza de palta, respectivamente, las cuales fueron utilizadas en los ensayos. La Figura 4 muestra resultados del análisis químico de la ceniza de semilla de palta fuerte.



Figura 2: Semilla de palta fuerte



Figura 3: Ceniza de semilla de palta fuerte



Figura 1: Flujograma de las etapas de la investigación

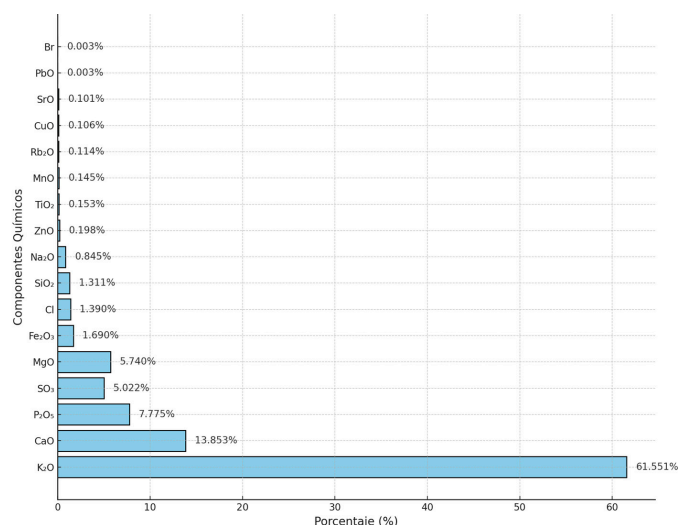


Figura 4: Componentes químicos de ceniza de semilla de palta fuerte

La gráfica presentada en la Figura 4 destaca la composición química de la ceniza de semilla de palta fuerte (CSP), mostrando claramente la predominancia de ciertos óxidos y elementos químicos en su estructura. El óxido de potasio (K_2O) es el componente mayoritario con un porcentaje del 61.6%, lo que indica que esta ceniza tiene un alto contenido alcalino. Este factor es crucial porque los materiales ricos en potasio suelen influir en la capacidad de reacción química cuando se incorporan a mezclas de suelos, concretos o morteros, contribuyendo potencialmente a la estabilización de suelos arcillosos o a la activación de propiedades puzolánicas.

El segundo componente más abundante es el óxido de calcio (CaO), con un 13.9%. Este es un dato técnico relevante, ya que el calcio es un componente clave en procesos de estabilización de suelos mediante la formación de compuestos cementantes, como los silicatos y aluminatos de calcio, cuando reacciona con otros elementos presentes en el medio. Su presencia en estas proporciones sugiere que la CSP puede actuar como un agente químico efectivo en aplicaciones de mejoramiento de suelos.

Otros componentes, como el óxido de fósforo (P_2O_5) con un 7.8% y el óxido de azufre (SO_3) con un 5.0%, también juegan un rol importante. El fósforo puede influir en las reacciones de endurecimiento, mientras que el azufre podría tener implicaciones tanto positivas como negativas dependiendo del sistema en el que se utilice, particularmente en la durabilidad frente a la formación de sulfatos.

El contenido menor de óxido de hierro (Fe_2O_3), óxido de magnesio (MgO) y óxido de silicio (SiO_2) también puede ser significativo. Aunque sus porcentajes son relativamente bajos (1.7%, 5.7% y 1.3%, respectivamente), estos compuestos pueden influir en las propiedades mecánicas y químicas del sistema en el que se incorpora la ceniza, actuando como elementos estabilizadores secundarios o como rellenos reactivos.

Las Figuras 5 y 6 muestran semillas de durazno blanco y ceniza de durazno, respectivamente, las cuales fueron utilizadas en los ensayos y la Figura 7 muestra resultados del análisis químico de la ceniza de semilla de durazno.

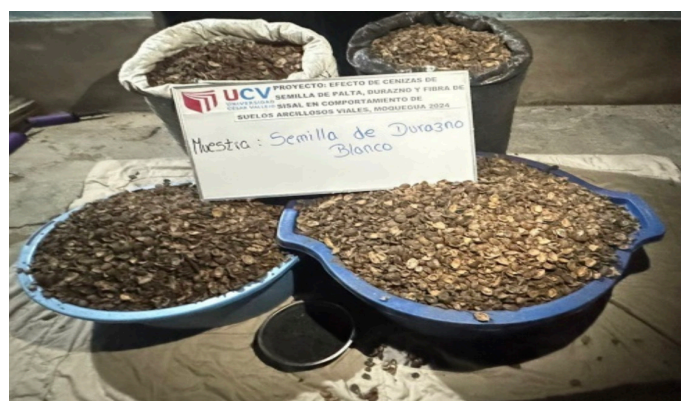


Figura 5: Semilla de durazno blanco

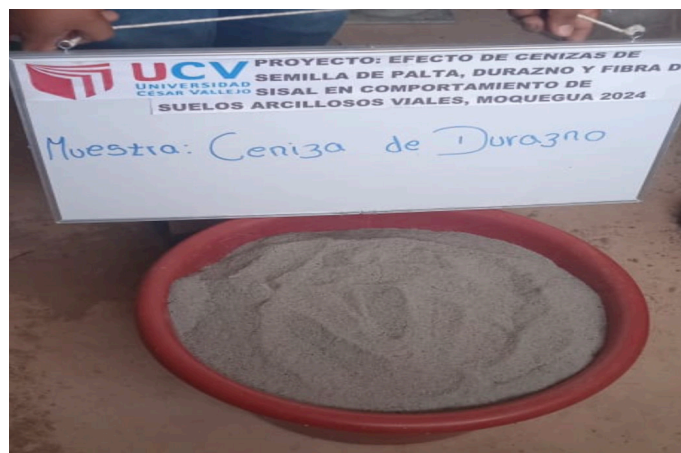


Figura 6: Ceniza de semilla de durazno blanco

La composición química de la ceniza de semilla de durazno blanco destaca la predominancia del óxido de potasio (K_2O) y el óxido de calcio (CaO), los cuales representan el 38.2% y el 26.8% del total, respectivamente. Estas concentraciones indican que la ceniza tiene un carácter alcalino significativo, lo que la posiciona como un material con alto potencial reactivo. El óxido de potasio, al ser el

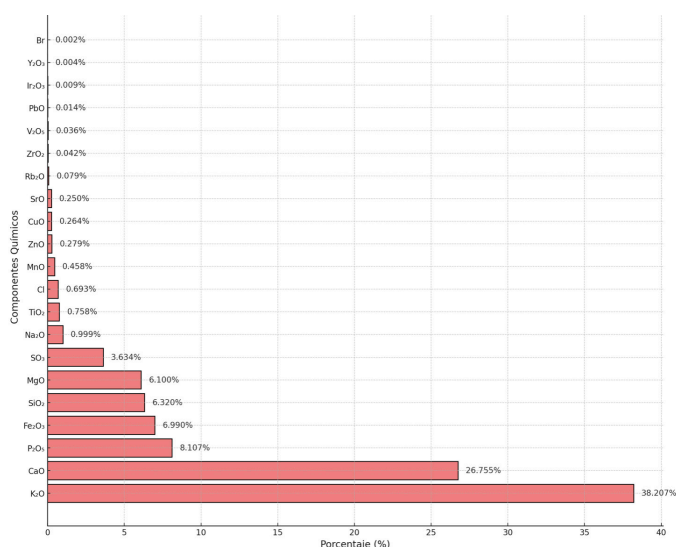
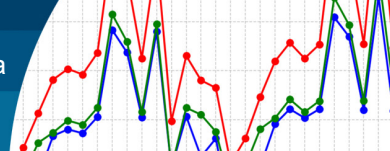


Figura 7: Componentes químicos de semilla de durazno blanco

componente principal, podría influir positivamente en las reacciones químicas del suelo o mezclas cementantes, mientras que el óxido de calcio es esencial para la formación de compuestos cementantes como los silicatos y aluminatos de calcio, que mejoran la estabilidad estructural y la cohesión de los materiales tratados. Entre los óxidos secundarios, el óxido de fósforo (P_2O_5) y el óxido de hierro (Fe_2O_3), con porcentajes de 8.1% y 7.0%, respectivamente, aportan propiedades específicas que pueden fortalecer la resistencia mecánica del material. Adicionalmente, el óxido de silicio (SiO_2) y el óxido de magnesio (MgO), ambos presentes en cantidades similares (6.3% y 6.1%), añaden propiedades puzolánicas y contribuyen a la estabilidad química, reforzando la capacidad de la ceniza para actuar como un aditivo efectivo en mezclas de suelos y cementos.

El óxido de azufre (SO_3), con un 3.6%, también juega un papel relevante, ya que puede influir en la durabilidad y la resistencia química del material frente a procesos como la formación de sulfatos. Aunque otros componentes, como Na_2O , TiO_2 y Cl , están presentes en menores proporciones, su influencia en las reacciones químicas generales no debe subestimarse, ya que pueden complementar el efecto estabilizador. Finalmente, los elementos traza como MnO , ZnO , CuO y SrO , aunque en cantidades menores al 1%, podrían actuar como catalizadores o aportar pequeñas mejoras en propiedades específicas del suelo o mezclas tratadas. En conjunto, esta composición química sugiere que la ceniza de semilla de durazno blanco tiene un gran potencial como estabilizador de suelos arcillosos y

aditivo en materiales de construcción, destacándose por su capacidad para mejorar propiedades como la plasticidad, cohesión y resistencia mecánica.

En lo que respecta al análisis de la fibra de sisal, las Figuras 8 y 9 muestran la planta y la fibra extraída de sisal utilizada en los ensayos. La Figura 10 presenta los porcentajes de los componentes químicos presentes en la fibra de sisal.

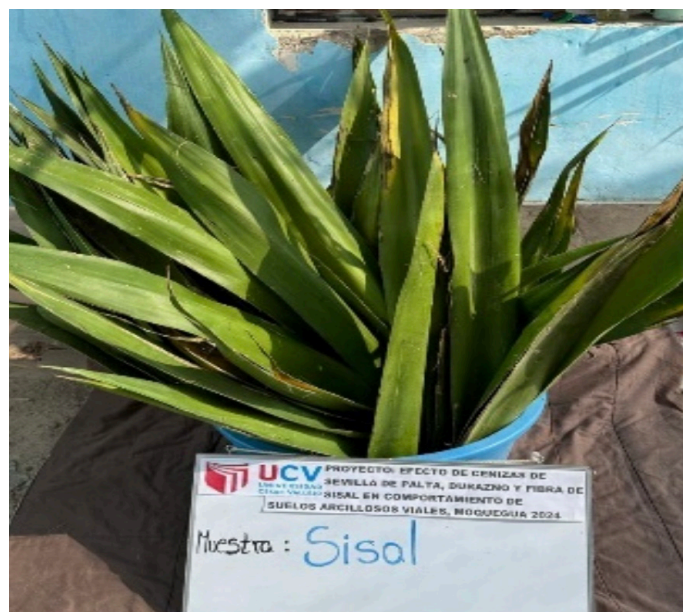


Figura 8: Planta sisal



Figura 9: Fibra de sisal

La fibra de sisal, según su composición química, se presenta como un material excepcional para aplicaciones en ingeniería civil, especialmente en la estabilización de suelos y el refuerzo de materiales constructivos. Su mayor componente, el óxido de calcio (CaO), representa el 46% del total y actúa como un elemento clave para la

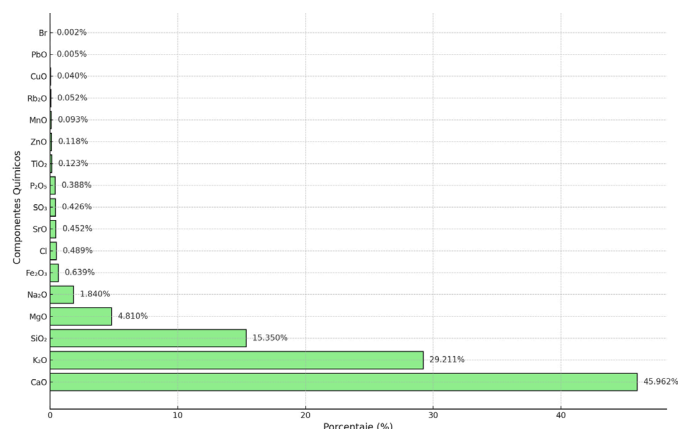


Figura 10: Componentes químicos de fibra de sisal

formación de compuestos cementantes, como los silicatos y aluminatos de calcio, esenciales para incrementar la cohesión y resistencia de suelos y mezclas cementantes. Esta alta concentración de CaO posiciona a la fibra de sisal como un estabilizador químico de alto rendimiento, particularmente eficaz en suelos con alta plasticidad. El óxido de potasio (K_2O), con un 29.2%, aporta un carácter alcalino significativo al material, lo que incrementa su reactividad en entornos químicos y mejora la estabilidad del suelo tratado frente a variaciones ambientales como humedad y temperatura. Junto a este, el óxido de silicio (SiO_2), que representa el 15.4%, contribuye con propiedades puzolánicas moderadas que refuerzan la durabilidad y compactación del suelo. Al reaccionar con el CaO, el SiO_2 facilita la formación de compuestos adicionales que aumentan la estabilidad y resistencia de las mezclas tratadas.

Entre los componentes secundarios, el óxido de magnesio (MgO), con un 4.8%, complementa las funciones del CaO al mejorar la durabilidad y compacidad del material. Aunque en menor proporción, el óxido de sodio (Na_2O) y el óxido de hierro (Fe_2O_3) también desempeñan roles específicos: el primero potencia las reacciones alcalinas, mientras que el segundo refuerza las propiedades mecánicas y la estabilidad térmica, lo que es particularmente útil en aplicaciones de alta carga.

Finalmente, trazas de elementos como el cloro Cl, óxido de azufre SO_3 , óxido de fósforo P_2O_5 y otros óxidos menores aportan beneficios adicionales, como la mejora de la cohesión y la resistencia química del material. Aunque presentes en bajas concentraciones, estos componentes pueden actuar como catalizadores o modificadores de propiedades específicas, optimizando el rendimiento del material en diferentes contextos.

Suelos naturales

La Figura 11 muestra las curvas granulométricas de las muestras extraídas de las calicatas C-1, C-2, C-3 y C-4. Estas calicatas representan la zona de estudio mediante la exploración a cielo abierto.

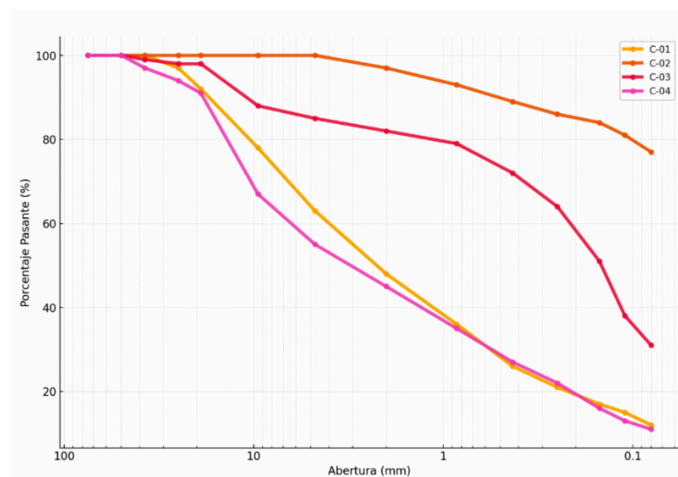
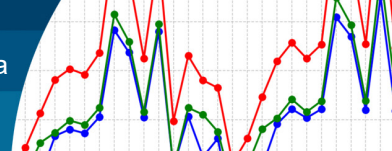


Figura 11: Curvas granulométricas de las muestras C-01, C-02, C-03 y C-04

Las curvas granulométricas de las muestras C-01, C-02, C-03 y C-04 evidencian variaciones significativas en la distribución de tamaños de partículas, reflejando diferencias en sus características texturales. Las muestras C-02 y C-03 presentan una mayor proporción de partículas finas, lo cual se traduce en un porcentaje pasante elevado en las mallas más finas. Esta tendencia sugiere que estas muestras están compuestas predominantemente por materiales de grano fino, como limos o arcillas, que suelen estar asociados con una alta plasticidad y baja permeabilidad.

En contraste, las muestras C-01 y C-04 muestran un comportamiento opuesto, con una mayor cantidad de partículas gruesas. Esto se observa en una caída más abrupta del porcentaje pasante conforme disminuye el tamaño de las mallas, lo que indica una granulometría más gruesa, típica de suelos arenosos o gravosos. Esta distribución implica que estos suelos pueden ofrecer mayor permeabilidad y menor cohesión en comparación con las muestras más finas.

En general, las curvas granulométricas reflejan un rango textural que varía desde suelos predominantemente finos (C-02 y C-03), caracterizados por una mayor retención de agua y menor estabilidad estructural, hasta suelos con una fracción más significativa de partículas gruesas (C-01 y C-04), que presentan mejor drenaje y mayor estabilidad



mecánica. Estas diferencias texturales son fundamentales para definir la aplicabilidad de cada tipo de suelo en proyectos de ingeniería específicos.

La Figura 12 muestra los resultados de los límites de consistencia de los suelos analizados.

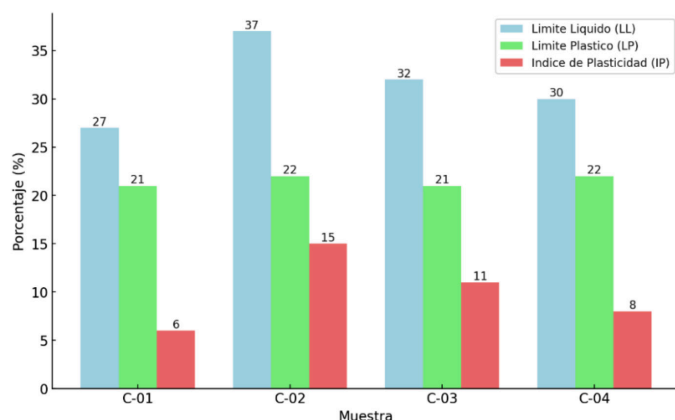


Figura 12: Límites de consistencia de las muestras C-01, C-02, C-03 y C-04

Las muestras C-01 a C-04 presentan variaciones significativas en sus límites de consistencia, lo que refleja diferencias en el comportamiento mecánico y plástico de los suelos analizados. En términos del índice de plasticidad IP, la muestra C-02 destaca con el valor más alto, alcanzando 15. Esto indica que este suelo tiene una mayor capacidad de deformación antes de fracturarse, lo que sugiere una alta plasticidad asociada a un contenido considerable de partículas finas, como arcillas. En contraste, la muestra C-01 presenta el IP más bajo, con un valor de 6, lo que implica un suelo menos plástico y, por ende, más rígido y con menor capacidad de deformación.

El límite líquido LL muestra una variación entre 27 y 37, siendo nuevamente la muestra C-02 la que requiere el mayor contenido de agua para alcanzar el estado líquido, lo que refuerza su carácter más plástico y cohesivo. Este comportamiento está relacionado con una mayor afinidad por el agua, típica de suelos con alto contenido de partículas finas. Por otro lado, las muestras con un LL más bajo, como C-01, indican menor capacidad de retener agua antes de entrar en un estado de fluidez.

En cuanto al límite plástico LP, se mantiene constante entre 21 y 22 para todas las muestras, lo que sugiere que el suelo comienza a experimentar deformación plástica bajo condiciones similares, independientemente de las

variaciones en el índice de plasticidad o el límite líquido. Esto podría deberse a una composición mineralógica común en todas las muestras, a pesar de las diferencias en su distribución granulométrica o contenido de agua.

Prosiguiendo con el ensayo Proctor modificado, las muestras C-01 a C-04 muestran diferencias notables en los resultados del ensayo Proctor modificado, reflejando variaciones en sus características de compactación y comportamiento bajo condiciones controladas. La muestra C-04 destaca como la más densa, alcanzando una densidad seca máxima de 2.23 g/cm^3 y un peso unitario de 21.9 kN/m^3 , lo que indica una excelente compactación y resistencia estructural bajo condiciones óptimas. Este comportamiento sugiere que C-04 tiene una granulometría y composición que favorecen una densificación eficiente con menor inclusión de aire, haciéndola ideal para aplicaciones que requieran alta estabilidad. En contraste, la muestra C-02 presenta la densidad seca más baja de 1.75 g/cm^3 , acompañada del mayor contenido de humedad óptima, 18.5% . Este resultado implica que C-02 necesita una mayor cantidad de agua para alcanzar su máxima compactación, lo cual podría estar relacionado con un contenido elevado de partículas finas que aumentan su capacidad de retención de agua. Este comportamiento sugiere que este tipo de suelo es menos eficiente en términos de compactación y podría ser más sensible a variaciones de humedad. Las muestras C-01 y C-03 presentan valores intermedios tanto en densidad seca como en humedad óptima, lo que indica una compactación moderada y un requerimiento de agua menor en comparación con C-02. Este rango intermedio sugiere que ambos suelos tienen características más equilibradas, combinando estabilidad mecánica con una compactación relativamente eficiente.

Los resultados de ensayos CBR en las muestras C-01, C-02, C-03 y C-04 se presentan en la Figura 13.

Los resultados del ensayo CBR evidencian diferencias claras y significativas en la resistencia mecánica de las muestras C-01 a C-04. La muestra C-01 se destaca con un $\text{CBR} = 119.8\%$ al 100% de la MDS Proctor (2.54 mm , 0.1 pulgadas de penetración del pistón), posicionándola como el suelo más resistente del grupo. Este alto valor indica que tiene una excelente cohesión interna y una estructura capaz de soportar cargas significativas con mínimas deformaciones. Estas características la hacen ideal para

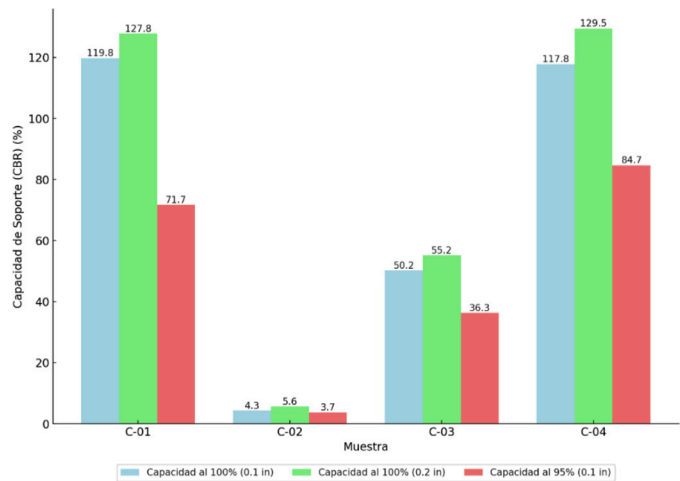
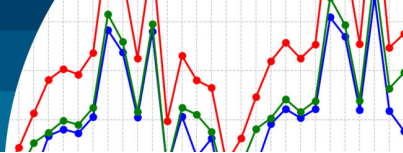


Figura 13: Ensayo CBR en las muestras C-01, C-02, C-03 y C-04

aplicaciones que requieren una alta capacidad portante, como capas de base en pavimentos sometidos a tráfico pesado. Muy cerca de C-01, la muestra C-04 también alcanza un alto CBR = 117.8%, mostrando un desempeño igualmente sobresaliente, lo que la convierte en otra opción confiable para proyectos donde se priorice la estabilidad estructural y la resistencia.

En contraste, la muestra C-02 exhibe un valor de soporte significativamente menor, alcanzando solo un CBR = 4.3%. Este resultado refleja un suelo con una estructura débil, baja cohesión y alta deformabilidad bajo carga. En su estado actual, C-02 no es adecuado para aplicaciones que exijan una alta capacidad portante, por lo que

requeriría estabilización química o mecánica para mejorar su desempeño.

Por su parte, la muestra C-03 muestra un comportamiento intermedio, con un CBR = 50.2%. Este valor, aunque considerablemente menor que el de C-01 y C-04, sugiere que podría ser utilizado en proyectos con demandas de carga moderadas, donde la resistencia mecánica no sea el factor más crítico.

En la evaluación al 95% de MDS del Proctor, la tendencia general se mantiene, aunque con valores ligeramente más bajos debido a la menor compactación alcanzada. Las muestras C-01 y C-04 continúan destacándose como los suelos más adecuados, mientras que C-03 conserva su desempeño intermedio y C-02 se confirma como el menos apto para aplicaciones exigentes.

Suelo con cenizas y fibras

Se realizó un estudio para analizar el efecto de la incorporación de cenizas de semilla de palta CSP, cenizas de semilla de durazno CSD y fibra de sisal FS en las propiedades geotécnicas del suelo arcilloso C-02. Este análisis se centró específicamente en tres aspectos clave: la plasticidad, la capacidad de compactación y la capacidad portante del suelo. En la Figura 14 se muestra la variación de los límites de consistencia con la dosificación de ceniza y fibra.

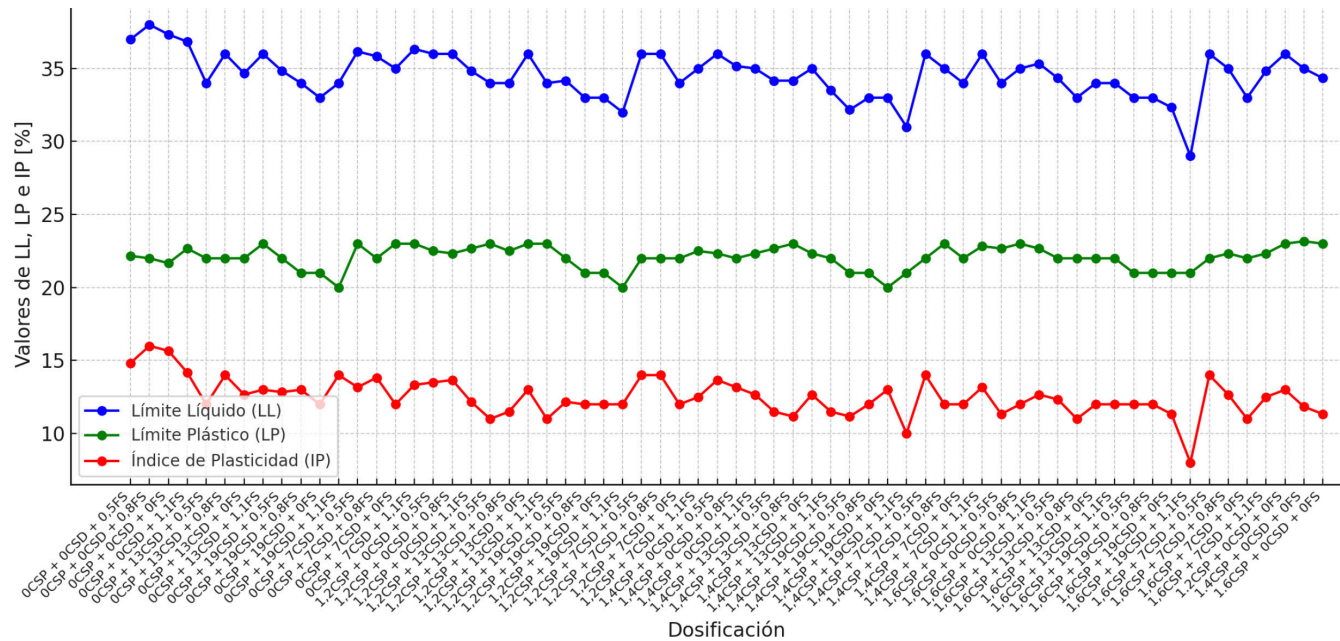
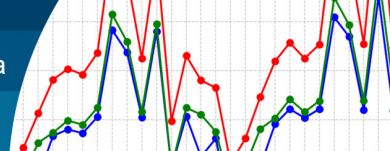


Figura 14: Límites de plasticidad en suelo arcilloso con dosificaciones de CSP+CSD+FS



Los resultados obtenidos muestran que la incorporación de aditivos como las cenizas de semilla de palta CSP y de durazno CSD genera una disminución en el índice de plasticidad IP de los suelos arcillosos. Este indicador es crucial porque refleja la capacidad del suelo para cambiar de forma en respuesta a la humedad. En este caso, el tratamiento con una dosificación óptima de 5% de CSP y 3% de CSD redujo el IP de un 17% a aproximadamente un 15%. Esta disminución implica que el suelo tratado se vuelve menos sensible a las variaciones de humedad, lo que lo hace más estable y menos propenso a deformaciones. En términos prácticos, esta mejora se traduce en un suelo más cohesivo y adecuado para soportar cargas, lo que beneficia directamente su uso en aplicaciones geotécnicas, como cimientos, carreteras y terraplenes.

El análisis ANOVA confirmó la significancia estadística de estos resultados, con un valor $F = 49.52$ y un nivel de significancia extremadamente bajo (9.5×10^{-132}). Esto significa que la reducción observada en el IP no es un resultado aleatorio, sino que está directamente relacionada con las dosificaciones de los aditivos. La interpretación de estos valores estadísticos respalda que las cenizas de CSP y CSD tienen un impacto real y positivo en la mejora de las propiedades del suelo.

Los análisis de ensayos Proctor modificado de suelo arcilloso C-02 con CSP, CSD y FS se enfocan en determinar el efecto de las mismas adiciones en los parámetros de compactación del suelo. En su estado natural, el suelo evaluado C-02 mostró una MDS = 1.75 g/cm^3 y un OH = 18.5%. Con la adición de 15% de CSP, 15% de CSD y 2% de FS, se observó que la ceniza de semilla de palta CSP incrementó la MDS a 1.83 g/cm^3 , lo que representa un aumento absoluto de 0.08 g/cm^3 y relativo del 4.6%. Asimismo, el OH disminuyó a 16.2%, con una reducción absoluta de 2.3 puntos porcentuales y relativa del 12.4%. Este comportamiento evidencia una mayor densificación del suelo y una menor retención hídrica, efectos relacionados con las reacciones puzolánicas inducidas por los óxidos de potasio y calcio presentes en la CSP. Resultados similares fueron reportados por Cotrina (2023) con incrementos del 4.6% en MDS y disminuciones del 12.5% en OH al utilizar estabilizantes con características comparables.

En el caso de la ceniza de semilla de durazno CSD, la MDS aumentó a 1.81 g/cm^3 , representando un

incremento absoluto de 0.06 g/cm^3 (3.4%), mientras que el OH disminuyó a 16.8%, con una reducción absoluta de 1.7 puntos porcentuales (9.2%). Estos resultados son consistentes con los reportados por Langroudi *et al.* (2021), quienes documentaron un aumento del 3.3% en la MDS y una disminución del 10% en el OH al emplear estabilizantes similares.

Por último, las fibras de sisal FS incrementaron la MDS a 1.78 g/cm^3 , marcando un aumento absoluto de 0.03 g/cm^3 (1.7%), mientras que el OH disminuyó a 17.2%, con una reducción absoluta de 1.3 puntos porcentuales (7.0%). Este comportamiento concuerda con los resultados de Kamaruddin *et al.* (2019), quienes observaron un efecto estabilizador físico similar con fibras naturales, mejorando la interacción entre partículas y facilitando una compactación más eficiente.

Finalmente, en lo que respecta a las características del suelo relacionadas con su capacidad de soporte, se evaluó el impacto de las adiciones CSP, CSD y FS. La Figura 15 muestra el efecto de la incorporación en distintas proporciones de estos materiales en la capacidad portante del suelo arcilloso saturado, medida a través del ensayo de California bearing ratio CBR.

Los resultados del ensayo CBR evidenciaron un impacto notable de la incorporación de cenizas CSP, CSD y fibra FS en la mejora de la capacidad de soporte del suelo arcilloso C-02. En las pruebas realizadas, se analizaron los valores de CBR tanto al 95% como al 100% de la MDS Proctor (a una penetración de 2.54 y 5.08 mm), los cuales alcanzaron sus máximos en combinaciones específicas de aditivos.

Destacó particularmente la dosificación con un 5% de CSP y 3% de CSD, la cual logró un valor de CBR al 100% de penetración de hasta 21.6%. Este resultado representa una mejora sustancial en comparación con el suelo sin tratamiento C-02, el cual presentó un valor de 5.6%, casi 4 veces más bajos, reflejando una capacidad de soporte limitada. Este aumento en el CBR sugiere que los aditivos no solo incrementan la resistencia del suelo bajo cargas aplicadas, sino que también contribuyen a una mayor estabilidad estructural en condiciones de compactación.

El análisis estadístico mediante ANOVA confirmó la relevancia de estas mejoras. Con un valor $F = 6.6$ y una significancia de 6.9×10^{-31} , los resultados muestran

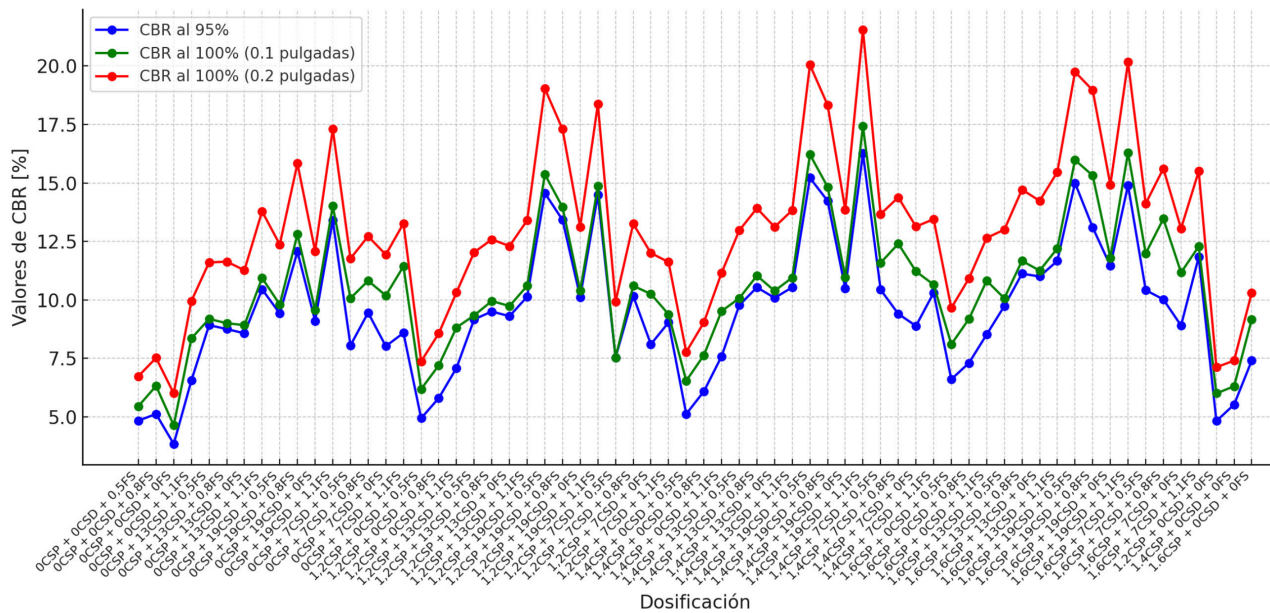


Figura 15: Variación del CBR en suelo arcilloso saturado C-02 con dosificaciones de CSP+CSD+FS

que las diferencias en los valores de CBR entre las diversas dosificaciones probadas son estadísticamente significativas. Esto respalda que las variaciones observadas no son aleatorias, sino que están directamente relacionadas con las proporciones de los aditivos utilizados.

En términos prácticos, estos hallazgos refuerzan la utilidad de los materiales evaluados como estabilizantes efectivos para suelos arcillosos. La capacidad de aumentar el CBR del suelo los posiciona como alternativas viables para mejorar las propiedades mecánicas del suelo, haciéndolo más adecuado para aplicaciones exigentes en ingeniería, como pavimentos y cimientos, donde la capacidad de soporte es un factor crítico.

Discusión de resultados

Índices de plasticidad

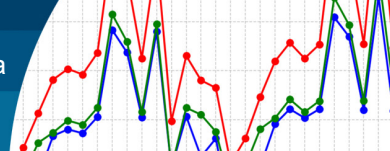
El suelo sin tratar presentó un índice de plasticidad IP inicial del 32.5%, lo que lo clasifica como un suelo de alta plasticidad (CH) según el sistema USCS. Con el propósito de analizar los efectos de cada material, se seleccionaron dosificaciones representativas de 15% para las cenizas (CSP y CSD) y 2% para las fibras de sisal. En primer lugar, al analizar el efecto de la ceniza de semilla de palta CSP, la adición del 15% provocó una disminución del IP de 32.5% a 21.3%, lo que representa una reducción absoluta de 11.2 puntos porcentuales y relativa del 34.5%. Por otro lado, con la adición del 15% de ceniza de semilla de durazno

CSD, IP se redujo a 22.8%, lo que implica una disminución absoluta de 9.7 puntos porcentuales y relativa del 29.8%. Estos valores son comparables con los reportados por Bagheri (2014) con una reducción relativa del 28% con estabilizantes de composición química similar.

Finalmente, al evaluar el efecto de las fibras de sisal FS, una dosificación del 2% permitió disminuir el índice de plasticidad de 32.5% a 25.3%, lo que equivale a una reducción absoluta de 7.2 puntos porcentuales y relativa del 22.2%. Este comportamiento coincide con lo señalado por Kamaruddin *et al.* (2019), quienes reportaron reducciones relativas de 20-25% al usar fibras naturales como estabilizantes en suelos arcillosos. En este caso, las fibras de sisal actúan mayormente como un estabilizador físico, formando una red estructural que restringe la expansión y movilidad de las partículas finas del suelo.

Capacidad de soporte CBR

El suelo arcilloso C-02 sin tratar presentó un CBR inicial del 4.3%, clasificándose como de baja capacidad de soporte. La adición de 15% de CSP aumentó este valor a 13.7%, lo que representa un incremento absoluto de 9.4 puntos porcentuales (218.6%). Este cambio clasifica al suelo como de soporte medio, apto para aplicaciones de subrasante estabilizada. Langroudi *et al.* (2021) documentaron incrementos absolutos de 9 puntos porcentuales (180%) al emplear estabilizantes con composiciones químicas



similares, mostrando una notable concordancia con los valores obtenidos en este estudio.

La adición de 15% de CSD elevó el índice CBR a 12.1%, lo que equivale a un incremento absoluto de 7.8 puntos porcentuales (181.4%). Aunque este aumento es menor que el registrado con CSP, sigue siendo significativo. Bagheri (2014) reporta incrementos absolutos de 7.5 puntos porcentuales (150%) en estudios similares, destacando la consistencia de los resultados.

Finalmente, con 2% de fibras de sisal FS, el CBR alcanzó 9.2%, marcando un incremento absoluto de 4.9 puntos porcentuales (114%). Aunque este aumento es menor, evidencia una mejora en la capacidad de soporte. Shibru (2022) reportó incrementos similares al emplear fibras naturales, reafirmando la efectividad de las FS como estabilizadores físicos en la mejora estructural del suelo.

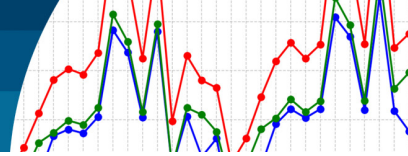
Conclusiones

La adición de combinaciones óptimas de 15% de cenizas de semilla de palta CSP, 15% de durazno CSD y 2% de fibra de sisal FS permitió reducir el índice de plasticidad IP de un suelo arcilloso de Moquegua en el sur de Perú, alcanzando valores mínimos de 15%. Este comportamiento se atribuye al contenido de CaO y SiO₂ en los aditivos, los cuales facilitan la floculación de partículas arcillosas y mejoran la cohesión interna del suelo, haciéndolo menos susceptible a la expansión y más estable frente a variaciones de humedad. El ensayo de compactación Proctor modificado evidenció un incremento en la máxima densidad seca MDS del suelo tratado, alcanzando un valor máximo de 1.83 g/cm³ con un contenido óptimo de humedad OH de 16.2%. Estos resultados muestran que la dosificación óptima de CSP, CSD y FS mejora las condiciones de compactación al incrementar la cohesión y reducir los vacíos internos del suelo. Los valores de CBR indicaron un incremento sustancial en la capacidad portante del suelo arcilloso saturado, alcanzando hasta CBR = 21.6% al 100% de la MDS Proctor con 5% de CSP y 3% de CSD. Este aumento se debe a la sinergia entre los óxidos presentes en los aditivos, que mejoran la resistencia a la compresión del suelo. El análisis ANOVA valida que las diferencias en los valores de CBR son estadísticamente significativas, destacando la aplicabilidad de estos aditivos en infraestructura vial con alta demanda de resistencia y estabilidad.

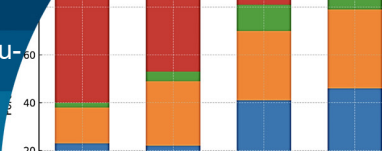
La investigación confirma que el uso de CSP, CSD y FS como aditivos estabilizantes es una alternativa técnica y ambientalmente viable para mejorar las propiedades geotécnicas de suelos arcillosos blandos. Su implementación permite optimizar la estabilidad, densidad y capacidad portante del suelo, además de reducir el impacto ambiental mediante la reutilización de subproductos agroindustriales, alineándose con los objetivos de sostenibilidad en infraestructura vial.

Referencias

- Afzali, M.H. and Sharma, A. (2023). Sustainable utilization of Calcium Carbide residue along with polypropylene fiber waste materials for accessing swelling and strength characteristics of Black Cotton Soil. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science* 1110, 012003
- Anburuvel, A. (2024). The engineering behind soil stabilization with additives: A state-of-the-art review. *Geotechnical and Geological Engineering* **42**(1), 1–42
- ASTM D1557 (2021). Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort (56000 ft-lbf/ft³ (2700 kN-m/m³)). West Conshohocken, PA, USA
- ASTM D1883 (2021). Standard test method for California bearing ratio (CBR) of laboratory-compacted soils. West Conshohocken, PA, USA
- ASTM D4318 (2017). Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils. West Conshohocken, PA, USA
- Bagheri, Y. (2014). *Mechanical performance evaluation of improved soils using compound stabilizer and fibre reinforcement*. Doctoral dissertation, University Sains Malaysia
- Condori, J.A. y Gutiérrez, H.J. (2024). Estudio del impacto del agregado de vidrio triturado en las características fisicomecánicas de los suelos de subrasantes. *Obras y Proyectos* **36**, 70-73
- Cotrino, E.A. (2023). *Mejoramiento de las propiedades físico-mecánicas de suelos arcillosos a nivel de subrasante adicionando residuos calcáreos costeros*. Trabajo de título de Ingeniero Civil Ambiental, Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, Chiclayo, Perú
- Chauca, Y. K. (2024). Estudio del mejoramiento de una base granular mediante la aplicación de emulsión asfáltica CSS-1h. *Obras y Proyectos* **36**, 59-69



- Gidebo, F., Yasuhara, H. and Kinoshita, N. (2023). Stabilization of expansive soil with agricultural waste additives: a review. *International Journal of Geo-Engineering* **14**(1), 1–18
- Gong, X., Zhang, T., Zhang, J., Wang, Z., Liu, J., Cao, J. and Wang, C. (2022). Recycling and utilization of calcium carbide slag - current status and new opportunities. *Renewable and Sustainable Energy Reviews* **159**, 112133
- Kamaruddin, F.A., Huat, B.B., Anggraini, V. and Nahazanan, H. (2019). Modified natural fiber on soil stabilization with lime and alkaline activation treated marine clay. *GEOMATE Journal* **16**(58), 69-75
- Langroudi, S.G., Zad, A. and Rajabi, A.M. (2021). Improvement of sandy soil to prevent hydraulic failure using BCF fibers and geotextiles. *Arabian Journal of Geosciences* **14**, 1-16
- López-Niño, C., Guevara, E., León, V. y López-Hernández, D. (2023). Arcillas expansivas del Norte de Venezuela: Caracterización mediante el uso de los límites de Atterberg, índices de consistencia y ensayos de expansión. *Obras y Proyectos* **34**, 111-122
- Luo, X., Li, P., Ma, Z., Pei, Y., Ding, Z., Chen, R. and Fan, W. (2023). Investigation into the enhancement characteristics of fly ash and polypropylene fibers on calcium carbide-residue-stabilized soil. *Sustainability* **15**(23), 16360
- Rodríguez, P.C.A. (2020). Un método simplificado de predicción de hinchamiento de arcillas expansivas debido a cambios de humedad. *Obras y Proyectos* **28**, 35-44
- Sengul, C.E., Oruc, S., Iskender, E. and Aksoy, A. (2013). Evaluation of SBS modified stone mastic asphalt pavement performance. *Construction and Building Materials* **41**, 777–783
- Vettorelo, P.V. y Clariá, J.J. (2014). Suelos reforzados con fibras: estado del arte y aplicaciones. *Revista Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales* **1**(1), 27-34
- Villarroel-Ortega, J.A., Correia, A.A., Venda Oliveira, P.J. y Lemos, L. J. (2022). Influencia de parámetros claves de cargas cíclicas sobre el comportamiento de un suelo estabilizado químicamente no reforzado y reforzado con fibras. *Obras y Proyectos* **31**, 29-34



Productividad y transformación digital: el rol del BIM en la industria de la construcción chilena

Productivity and digital transformation: the role of BIM in the Chilean construction industry

Fecha de entrega: 22 de agosto 2025

Fecha de aceptación: 3 de noviembre 2025

Rodrigo Fernando Olivares

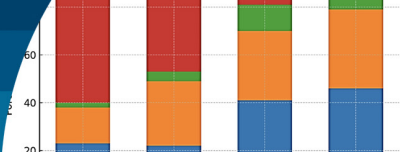
Universidad de La Serena, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería en Construcción, Benavente 980, La Serena, Chile, rolivares@userena.cl (<https://orcid.org/0000-0001-8987-3497>)

La digitalización de la industria de la construcción ha puesto de relieve la necesidad de incorporar metodologías innovadoras que mejoren la productividad y la gestión de proyectos. En este contexto, Building Information Modeling (BIM) se ha consolidado como una herramienta importante, al facilitar la integración de datos, la coordinación interdisciplinaria y la optimización de procesos en el ciclo de vida de las obras. La literatura internacional muestra que su implementación reduce costos, tiempos y errores, además de fomentar innovación y colaboración. El objetivo de este artículo es analizar la evolución y el rol de BIM en la productividad y gestión de proyectos en Chile, a partir de la evidencia de las Encuestas Nacionales BIM 2013, 2016, 2019 y 2022. Se busca comprender beneficios percibidos, barreras existentes y tendencias que guían la transición hacia la transformación digital. La metodología corresponde a un análisis descriptivo-comparativo, basado en datos de dichas encuestas y en literatura especializada. Los resultados muestran un crecimiento sostenido en la adopción de BIM, pasando de 39% de profesionales con experiencia en 2013 a 80% en 2022, con un aumento de usuarios regulares y en roles vinculados a gestión de proyectos. Se evidencia que BIM mejora coordinación interdisciplinaria, control de costos y eficiencia en diseño, aunque persisten brechas en obra y en la masificación de estándares. En conclusión, BIM se posiciona como una buena herramienta para la productividad y transformación digital de la construcción chilena, requiriendo políticas públicas y capacidades organizacionales que aceleren su consolidación.

Palabras clave: Building Information Modeling, productividad, transformación digital, gestión de proyectos, construcción

The digitalization of the construction industry has highlighted the need to incorporate innovative methodologies that improve productivity and project management. In this context, Building Information Modeling (BIM) has become an important tool, facilitating data integration, interdisciplinary coordination, and process optimization throughout the project life cycle. International literature shows that its implementation reduces costs, time, and errors, while fostering innovation and collaboration. The aim of this article is to analyse the evolution and role of BIM in productivity and project management in Chile, based on evidence from the National BIM Surveys of 2013, 2016, 2019, and 2022. The study seeks to understand perceived benefits, existing barriers, and the trends guiding the transition toward digital transformation. The methodology corresponds to a descriptive-comparative analysis, based on data from these surveys and complemented with specialized literature. The results show sustained growth in BIM adoption, increasing from 39% of professionals with experience in 2013 to 80% in 2022, with a notable rise in regular users and roles linked to project management. Evidence indicates that BIM improves interdisciplinary coordination, cost control, and design efficiency, although gaps remain in its application during construction phases and in the widespread adoption of standards. In conclusion, BIM is positioned as a valuable tool for productivity and digital transformation in the Chilean construction sector, requiring public policies and organizational capacities to accelerate its consolidation.

Keywords: Building Information Modeling, productivity, digital transformation, project management, construction



Introducción

La industria de la construcción se encuentra en un proceso de transformación digital, impulsada por la necesidad de mejorar la productividad, la sostenibilidad y la gestión de los proyectos. En este escenario, Building Information Modeling (BIM) se ha consolidado como una de las principales metodologías que permite integrar información, coordinar especialidades y optimizar la toma de decisiones a lo largo de todo el ciclo de vida de una obra (Gómez-Valdés *et al.*, 2023a,b).

A nivel internacional, la incorporación de BIM ha demostrado beneficios en la reducción de costos, ahorro de tiempo, detección temprana de interferencias y mejora en la colaboración interdisciplinaria (Gómez-Valdés *et al.*, 2023a,b). Estos avances han llevado a que países desarrollados establezcan mandatos gubernamentales para su uso en proyectos públicos, acelerando su masificación.

En América Latina, y particularmente en Chile, la adopción de BIM ha seguido una curva de incorporación más reciente, pero con avances significativos gracias a iniciativas como el Planbim y la publicación del Estándar BIM para proyectos públicos (MOP, 2019). Las Encuestas Nacionales BIM 2013, 2016, 2019 y 2022 reflejan esta evolución, mostrando un crecimiento sostenido en el nivel de adopción, aunque también evidencian brechas en materia de capacitación, estandarización y articulación entre sectores públicos y privados. La evidencia muestra que, si bien los profesionales perciben beneficios en eficiencia y control de proyectos, persisten barreras asociadas a la falta de formación especializada, los costos iniciales de implementación y la resistencia cultural al cambio (Sepúlveda Zambrano, 2021; Bermúdez-Zúñiga y Castrillón-Parada, 2022). De hecho, investigaciones recientes destacan que los principales desafíos en la transformación digital de la construcción no son tecnológicos, sino humanos (Gómez-Valdés *et al.*, 2023a,b).

El presente artículo tiene como objetivo analizar la evolución y la adopción de la metodología BIM en la productividad y la gestión de proyectos en Chile, tomando como base los resultados de las Encuestas Nacionales BIM entre 2013 y 2022. A través de un enfoque comparativo, se busca identificar los principales usos, beneficios y limitaciones reportadas por los profesionales de la industria, aportando

así evidencia para la toma de decisiones estratégicas en un sector que avanza hacia la transformación digital.

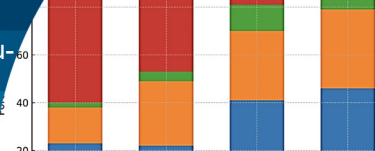
Adopción de BIM a nivel global

Building Information Modeling (BIM) se ha consolidado en las últimas dos décadas como una metodología disruptiva en la industria de la arquitectura, ingeniería y construcción (AEC), promoviendo la integración digital, la coordinación interdisciplinaria y la gestión eficiente del ciclo de vida de los proyectos (Eastman *et al.*, 2018). Su implementación a nivel global ha sido acelerada por mandatos gubernamentales y políticas públicas en países desarrollados. Por ejemplo, el Reino Unido estableció en 2016 la obligatoriedad del uso de BIM en proyectos financiados por el sector público, lo que generó un efecto de arrastre en toda la industria (Kassem y Succar, 2017).

Estudios comparativos destacan que, mientras Norteamérica y Europa lideran con tasas de adopción que superan el 70% en 2024, con proyecciones de alcanzar entre el 90% y 95% hacia 2035, regiones emergentes avanzan a un ritmo más lento (Calcagno *et al.*, 2024). Asimismo, investigaciones recientes señalan que los beneficios más reportados del BIM incluyen la reducción de errores en la documentación, la mejor comunicación entre agentes y la disminución de conflictos en obra (Liu *et al.*, 2022). A pesar de ello, la difusión de BIM no ha estado exenta de barreras a nivel mundial. Entre los obstáculos más señalados destacan el costo inicial de implementación, la resistencia cultural al cambio, la falta de capacitación y la percepción simplista de esta metodología como un software y no como un proceso integral (Succar y Kassem, 2015; Rogers, 2003). Estas dificultades se insertan en lo que Everett Rogers definió como el “abismo” en la difusión de innovaciones, el cual distingue a los que adoptan la metodología en forma temprana, de la mayoría (Rogers, 2003).

Adopción de BIM en Latinoamérica

La situación en nuestra región latinoamericana ha ido avanzado de forma progresiva en la implementación de esta metodología, persistiendo aun un desfase respecto de los países desarrollados. Chile ha sido pionero a través de la iniciativa Planbim de CORFO implementada en 2019, la cual estableció estándares para proyectos públicos y fomentó la capacitación en el sector (Loyola, 2019, 2022).



La última Encuesta Nacional BIM 2022, reportó que el 80% de los profesionales del sector AEC en Chile ha tenido alguna experiencia con la metodología, y que el 41% se ha constituido en usuario regular. Además, entre disciplinas, arquitectos y estructurales presentan los niveles más altos de adopción, mientras que la construcción mantiene los más bajos, con predominancia de usuarios ocasionales e indirectos (Loyola, 2022).

A nivel regional, países como Brasil, Argentina, Perú y Colombia han lanzado en los últimos años estrategias nacionales para integrar BIM en proyectos públicos, lo que refleja un proceso de institucionalización creciente (globalbim.org, 2021). Se estima que la adopción latinoamericana alcanzará un 25% hacia fines de 2025, avanzando hacia una mayoría temprana, con proyecciones de superar el 70% en 2035 (Calcagno *et al.*, 2024).

La literatura coincide en que el desarrollo en Latinoamérica se sustenta principalmente en tres factores: políticas públicas que promueven su obligatoriedad, programas de capacitación liderados por universidades y gremios, y la creciente percepción de beneficios en eficiencia y competitividad (Arayici *et al.*, 2022; Loyola, 2016, 2019, 2022).

En este panorama, aunque persiste una brecha entre países avanzados y Latinoamérica, esta ha ido comenzando a cerrar gracias a la combinación de esfuerzos gubernamentales, académicos y privados, lo que ubica a América Latina en una fase de consolidación de la metodología BIM.

Metodología

El presente estudio se enmarca en una investigación de tipo descriptiva y comparativa, cuyo propósito es analizar la evolución del uso de Building Information Modeling (BIM) en Chile y su rol en la productividad y gestión de proyectos. El análisis se sustenta principalmente en datos provenientes de las Encuestas Nacionales BIM realizadas en 2013, 2016, 2019 y 2022 (Loyola, 2013, 2016, 2019, 2022). Estos instrumentos constituyen la fuente más representativa y sistemática sobre el estado de adopción de la metodología en el país, al relevar percepciones, prácticas y barreras de profesionales y empresas vinculadas al sector de la construcción.

La revisión de dichas encuestas permite efectuar un análisis longitudinal que compara los principales indicadores de adopción de BIM a lo largo de una década, considerando variables como:

- experiencia de uso
- frecuencia de aplicación
- roles profesionales vinculados
- principales usos en diseño y construcción
- beneficios percibidos y barreras reportadas

A fin de contextualizar y enriquecer el análisis, se complementa la información con una revisión documental y bibliográfica de estudios académicos recientes sobre el rol del BIM en la productividad y transformación digital de la construcción (Bermúdez-Zúñiga y Castrillón-Parada, 2022; Gómez-Valdés *et al.*, 2023a,b; Sepúlveda Zambrano, 2021). Este procedimiento permite integrar la evidencia empírica disponible en Chile con las tendencias internacionales en materia de gestión de proyectos mediante BIM.

El enfoque adoptado es de carácter cualitativo-cuantitativo, en la medida que se utilizan datos numéricos descriptivos provenientes de las encuestas y se contrastan con análisis cualitativos extraídos de la literatura especializada. No obstante, es importante señalar que este estudio no pretende establecer relaciones de causalidad ni medir de manera directa el impacto de BIM en indicadores de productividad, sino más bien describir tendencias, percepciones y contribuciones reportadas por los sectores de la industria a lo largo del período analizado.

Las Encuestas Nacionales BIM de Chile han sido desarrolladas por la Universidad de Chile desde 2013, con metodologías consistentes. Los estudios han alcanzado entre 800 y 1800 respuestas por periodo, manteniendo márgenes de error inferiores al 5%. La Tabla 1 resume los tamaños de muestra y principales características metodológicas de cada versión. Este conjunto de estudios longitudinales constituye la base del presente análisis comparativo de evolución de la adopción BIM en Chile entre 2013 y 2022.

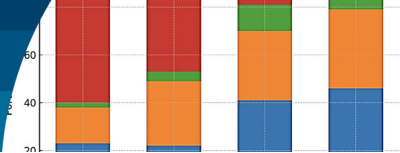


Tabla 1: Tamaño muestral y características metodológicas de las encuestas nacionales BIM en Chile (2013–2022)

Año de la encuesta	Institución responsable	Período de aplicación	Respuestas	Distribución por disciplina (aprox.)
2013	Universidad de Chile – FAU	2 al 19 de octubre de 2013	810	Arq. 49%, Const. 21%, Ing. 11%, Coord. BIM 6%, otros 13%
2016	Universidad de Chile – FAU	Junio – julio de 2016	1153	Arq. 45%, Const. 18%, Ing. 15%, otros 22%
2019	Universidad de Chile – FAU	24 de junio al 5 de julio de 2019	1729	Arq. 32%, Const. 17%, Ing. 19%, otros 5%
2022	Universidad de Chile – FAU	22 de agosto al 9 de septiembre de 2022	1815	Arq. 39%, Ing. 31%, Const. 26%, otros 5%

Resultados

En esta sección se presentan los hallazgos obtenidos a partir de las encuestas Nacionales BIM de Chile (2013, 2016, 2019 y 2022), que permiten analizar la evolución de la adopción de BIM en la industria de la arquitectura, ingeniería y construcción (AEC) en Chile. El análisis considera la frecuencia de uso, las diferencias por disciplina y las principales tendencias observadas a lo largo del tiempo, con el objetivo de identificar avances, brechas y desafíos para su consolidación en el país y la región.

La Figura 1 muestra la evolución de la adopción de BIM en Chile entre 2013 y 2022, a partir de las Encuestas Nacionales BIM. Se distinguen cuatro categorías de usuarios:

- Usuario regular: profesionales que utilizan BIM de manera sistemática en sus proyectos y lo integran como parte habitual de sus procesos de diseño, coordinación o construcción.
- Usuario ocasional: aquellos que aplican BIM de forma esporádica, generalmente en proyectos específicos o cuando el mandante lo solicita.
- Usuario indirecto: profesionales que no modelan directamente en BIM, pero interactúan con entregables, visualizaciones o coordinaciones generadas en esta metodología (por ejemplo, revisando modelos o reportes).

- No usuario: no utilizan BIM ni de manera directa ni indirecta.

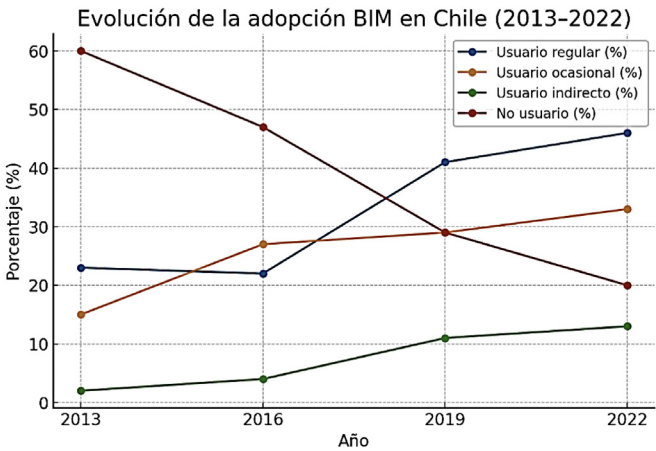


Figura 1: Evolución de la adopción del BIM en Chile (2013-2022)

Al revisar los resultados, estos muestran una transformación significativa en la adopción de BIM en Chile entre 2013 y 2022. En primer lugar, la proporción de no usuarios disminuyó de manera drástica, pasando de un 60% en 2013 a solo un 20% en 2022, lo que refleja una penetración creciente de la metodología en la industria AEC. Paralelamente, los usuarios regulares se duplicaron en el mismo período, aumentando de 23% a 46%, lo que podría evidenciar la consolidación de BIM como una práctica establecida en un número cada vez mayor de profesionales y empresas. También se puede observar un crecimiento sostenido de los usuarios ocasionales, que pasaron de 15% el año 2013 a 33% el año 2022, lo que podría también indicar que muchos usuarios se encuentran en una fase de transición, aplicando la metodología BIM en algunos proyectos sin que aún forme parte integral de sus procesos. Finalmente, los usuarios indirectos aumentaron de 2% a 13%, lo que confirma que la metodología está comenzando a influir incluso en quienes no modelan directamente, pero utilizan o dependen de la información generada a través de BIM.

La Figura 2 de barras apiladas refleja cómo ha evolucionado la composición de los niveles de adopción de BIM en Chile entre 2013 y 2022.

En 2013 predominaban los no usuarios, que representaban un 60% de los encuestados. Sin embargo, esta cifra se redujo de manera progresiva hasta llegar al 20% en 2022,

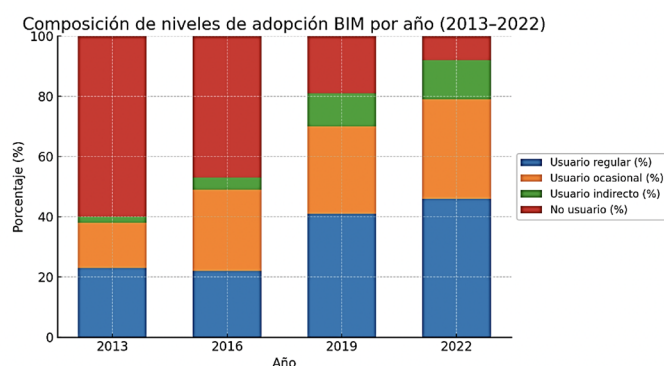


Figura 2: Composición de niveles de adopción BIM por año

evidenciando una penetración sostenida de BIM en la industria. Paralelamente, los usuarios regulares crecieron de un 23% en 2013 a un 46% en 2022, lo que demuestra que BIM ha dejado de ser una práctica experimental para consolidarse como un estándar en un número cada vez mayor de empresas y profesionales. Asimismo, los usuarios ocasionales pasaron de 15% en 2013 a 33% en 2022, lo que indica que existe un segmento importante de profesionales en transición, que aplican BIM en algunos proyectos, aunque sin una integración plena en sus procesos. Finalmente, los usuarios indirectos aumentaron de 2% a 13% en el mismo período, lo cual sugiere que el impacto de BIM trasciende a quienes modelan directamente, influyendo también en otros sectores de la cadena de valor que dependen de la información generada.

Estos resultados confirman la tendencia señalada en la literatura sobre la difusión de innovaciones (Rogers, 2003), donde una tecnología avanza desde pequeños grupos de innovadores hasta consolidarse en la mayoría de los usuarios. En línea con lo planteado por Calcagno *et al.* (2024), la brecha de adopción entre países avanzados y América Latina comienza a cerrarse: mientras Europa y Norteamérica llevan más de una década con mandatos gubernamentales y altos niveles de adopción, en América Latina y particularmente en Chile, se observa un proceso ascendente, apoyado en iniciativas como PlanBIM.

Es posible entonces advertir que la industria chilena avanza desde una etapa de resistencia y baja adopción hacia un escenario donde BIM se posiciona como una práctica cada vez más extendida y transversal, siguiendo patrones globales, pero con un desfase temporal que tiende a acortarse. La Figura 3 muestra la evolución de los usuarios totales de BIM en Chile entre 2013 y 2022.

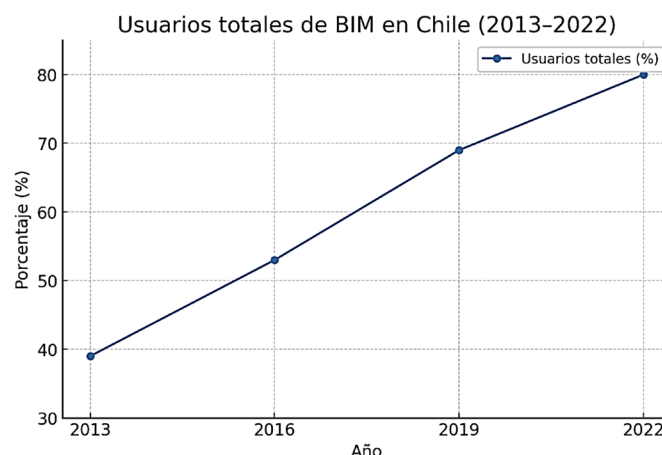


Figura 3: Usuarios totales de BIM en Chile (2013-2022)

Los resultados muestran un crecimiento sostenido en la adopción de la metodología, pasando de un 39% en 2013 a un 80% en 2022. Este aumento refleja como BIM ha dejado de ser una práctica aislada para convertirse en una herramienta ampliamente incorporada en la industria de la arquitectura, ingeniería y construcción. Un factor clave en este avance fue la puesta en marcha de Planbim en 2019, política pública que estableció lineamientos y exigencias para la implementación de BIM en proyectos estatales, impulsando de manera decisiva su masificación en el sector.

La adopción de BIM en Chile crece de forma sostenida a lo largo de la década analizada, tal como lo muestran los datos de las encuestas. Esta trayectoria es consistente con la literatura internacional que vincula BIM con ganancias de productividad y con la digitalización del proceso constructivo (modelos 3D/4D/5D, detección de interferencias, entornos comunes de datos), mejora de la coordinación, planificación y control (Alnaser *et al.*, 2023; Pérez Suárez *et al.*, 2024). En términos comparativos de desempeño, se reportan plazos de ejecución menores y costos totales más bajos en proyectos con BIM; por ejemplo, análisis recientes informan duraciones de 18–30 meses frente a 22–36 meses en proyectos sin BIM, junto con reducciones de aproximadamente 25% en consumo energético y 30% en emisiones de CO₂ por m² (Pérez Suárez *et al.*, 2024). De forma complementaria, una modelación con dinámica de sistemas en Arabia Saudita estima una disminución promedio de 14.47% en retrasos respecto de proyectos sin BIM y reducciones en factores críticos como gestión en obra (aprox. 17.6%), retrasos de subcontratos/

proveedores (16.8%) y planificación/programación ineficaz (16.4%) (Alnaser *et al.*, 2023). Estos resultados son compartidos con la noción de transformación digital que hace mención al título de este artículo: la adopción de BIM no solo crece en cobertura, sino que reconfigura procesos y capacidades, coordinación interdisciplinaria, interoperabilidad y toma de decisiones basada en datos, en línea con experiencias de países que han impulsado su uso mediante mandatos públicos (p. ej., Reino Unido desde 2016). Con todo lo anterior, aún persisten barreras económicas y de capital humano (licencias, hardware, capacitación), documentadas tanto en Chile como en otros contextos, lo que refuerza la necesidad de políticas y estándares para consolidar los beneficios de productividad (Gómez-Valdés *et al.*, 2023a,b; Loyola, 2019, 2022).

La Figura 4 muestra los usos de BIM por etapa del ciclo de vida (síntesis comparada). Entre 2013 y 2022, el uso de BIM en Chile mostró una clara evolución en términos de funciones y etapas de aplicación. Los primeros estudios evidenciaban un predominio casi exclusivo de los usos asociados al diseño, principalmente visualización, elaboración de planos y generación de renders (imágenes o videos digitales creados a partir de un modelo 3D para visualizar un proyecto de manera realista antes de construirlo). En 2013, más del 80% de los usuarios declaraba utilizar BIM para visualizar y documentar proyectos, mientras que su aplicación en coordinación era mucho más limitada y los usos en obra prácticamente inexistentes. Para el año 2016, aunque los usos seguían concentrados en la etapa de diseño, comenzaron a observarse avances en coordinación de estructuras e instalaciones, así como en cubitaciones y programación de obra, aunque todavía de manera muy incipiente.

El año 2019 marcó un punto de consolidación en la adopción de esta metodología. Los usuarios regulares reportaron niveles muy altos de uso en visualización (95%), planos generales (90%) y de detalle (76%). Además, la coordinación de disciplinas alcanzó a dos tercios de los usuarios regulares. Sin embargo, los usos asociados a la obra seguían rezagados. Las cubitaciones apenas alcanzaban al 18% y gran parte de los constructores señalaba no utilizar BIM en fase de ejecución.

Finalmente, en 2022 se aprecia un avance más equilibrado, aunque todavía con predominio en diseño. La visualización/

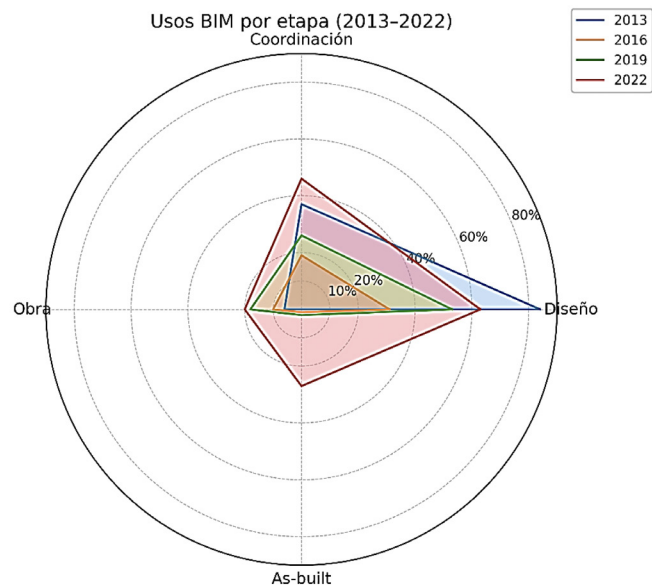


Figura 4: Usos BIM por etapas (2013-2022)

revisión y la elaboración de documentos siguen siendo los usos más frecuentes (63% y 60%, respectivamente), pero se observa un crecimiento relevante en control de obras e inspección (de 9% a 20% en ingeniería civil entre 2019 y 2022) y en la modelación as-built (de 17% a 27%). Este cambio sugiere que la tecnología empieza a trasladarse de manera más efectiva hacia las etapas de construcción y cierre de proyectos, especialmente en disciplinas de ingeniería civil. Los datos anteriores muestran que la maduración del BIM en Chile ha seguido un proceso de expansión progresiva: desde un inicio centrado casi exclusivamente en diseño, hacia un uso más amplio que comienza a abarcar coordinación y ejecución. No obstante, la brecha entre expectativas y realidad persiste hoy en día, especialmente en la aplicación de BIM en obra y en gestión de proyectos, lo que evidencia los desafíos pendientes para una adopción integral.

La Figura 5 muestra que la evolución de BIM en Chile refleja diferencias claras entre disciplinas, tanto en el ritmo como en la profundidad de adopción. En el año 2013, la adopción estaba liderada por los arquitectos, con un 45% de usuarios (29% regulares), lo que muestra el papel pionero de esta disciplina en la integración de BIM. La ingeniería presentaba una base incipiente de usuarios iniciales (23%), lo que anticipaba un crecimiento posterior, mientras que la construcción mostraba el mayor porcentaje de usuarios indirectos (4%), indicando una relación más pasiva con la metodología (Loyola, 2013).

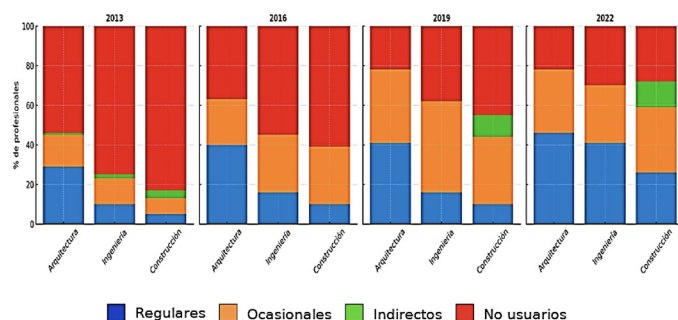


Figura 5: Evolución de la adopción BIM por disciplina (2013-2022)

La evolución de BIM en Chile refleja diferencias claras entre disciplinas, tanto en el ritmo como en la profundidad de adopción.

Para 2016, se consolidan las diferencias, los arquitectos y los ingenieros estructurales avanzan hacia funciones más complejas y altos niveles de satisfacción, mientras que los profesionales de MEP (instalaciones eléctricas, sanitarias y de climatización) evidencian menores niveles de uso y conocimiento, con metodologías más limitadas. En este mismo año, los requerimientos públicos de BIM se transforman en un motor clave de adopción, siendo más influyentes en ingeniería (34%) que en arquitectura (19%). Además, la masificación del uso se asocia a la disponibilidad de profesionales capacitados (77%) y a la presencia de estándares y regulaciones nacionales (74–70%) (Loyola, 2016).

En 2019, los arquitectos mantienen el liderazgo con un 78% de usuarios totales (41% regulares). La ingeniería alcanza un 62% de adopción, aunque con una brecha interna significativa: 71% de uso en ingenieros estructurales frente a un 47% en MEP, de los cuales apenas 16% se declaraban usuarios regulares. En construcción, el 55% reporta uso, pero con un 11% de usuarios indirectos, la proporción más alta entre disciplinas (Loyola, 2019).

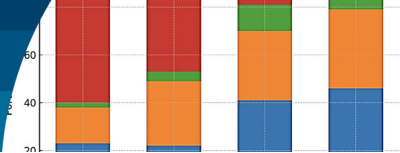
Finalmente, en el año 2022, el panorama muestra una mayor convergencia, aunque persisten las diferencias. Entre los usuarios regulares, arquitectura alcanza un 46%, ingeniería un 41% y construcción un 26%. En esta última disciplina predominan los usuarios ocasionales (33%) e indirectos (13%), lo que revela que el sector aún se encuentra en transición hacia un uso más consolidado. Al interior

de la ingeniería, los estructurales (47% regulares, 29% ocasionales) mantienen ventaja sobre MEP (30% regulares, 30% ocasionales) (Loyola, 2022). Este avance refleja un crecimiento significativo en ingeniería y construcción. Los usuarios regulares en ingeniería aumentaron del 16% en 2016 al 41% en 2022, y en construcción pasaron del 10% al 26% en el mismo periodo. Estos datos sugieren un proceso de maduración más allá del diseño, con una expansión hacia coordinación, obra y cierre.

Los factores que modulan esta adopción son diversos:

- **Tamaño de empresa:** las pequeñas empresas (1–10 personas) exhiben menores niveles de adopción y más no usuarios, particularmente en MEP, donde solo un 24% son regulares. En contraste, en empresas grandes (51+ personas), la ingeniería estructural alcanza hasta un 51% de usuarios regulares.
- **Edad de los profesionales:** la adopción es mayor en jóvenes y disminuye en grupos de mayor edad; apenas un 15% de los profesionales de 65 años o más usa BIM regularmente.
- **Herramientas:** el software Revit domina el mercado con cerca del 79% de los usuarios, transversal a todas las disciplinas. ArchiCAD mantiene una fuerte concentración en arquitectura (aprox. 71% de sus usuarios son arquitectos), mientras que Tekla se focaliza en ingeniería civil (aprox. 47% de sus usuarios) (Loyola, 2019, 2022).
- **Satisfacción y estandarización:** la mayor satisfacción se asocia a procesos estandarizados. Aquellos equipos con procedimientos claros de colaboración alcanzan puntajes de hasta 8.8/10 en satisfacción (Loyola, 2022).

El patrón observado entre 2013 y 2022 sugiere un gradiente de madurez disciplinar. Arquitectura y estructuras lideran la adopción y consolidan usos regulares, mientras que MEP presenta rezagos persistentes en adopción y conocimiento. La construcción avanza, pero todavía con predominio de uso ocasional e indirecto. Estas brechas se amplifican en empresas pequeñas y profesionales de mayor edad, pero pueden ser mitigadas mediante capacitación sistemática y estandarización de procesos, elementos que se confirman como claves para una adopción integral de BIM en Chile.



Discusión

Los resultados presentados permiten observar que la adopción de la metodología BIM en Chile ha seguido un proceso de difusión característico de las innovaciones tecnológicas, con un crecimiento sostenido entre 2013 y 2022. No obstante, este avance no ha sido homogéneo ni entre disciplinas ni entre tipos de usuarios, lo que abre un espacio de análisis crítico en relación con los factores que explican estas diferencias y con los desafíos que aún persisten para su consolidación.

En primer lugar, la trayectoria evidencia un liderazgo inicial de la arquitectura, disciplina que en los primeros años asumió el papel pionero en la integración de BIM en Chile. Esta situación coincide con la tendencia internacional, donde el diseño arquitectónico suele ser la puerta de entrada a la digitalización del proceso constructivo. Sin embargo, hacia 2022 la brecha con ingeniería se ha reducido de forma considerable, lo que deja ver un proceso de convergencia. La construcción, en cambio, mantiene rezagos, con predominio de usuarios ocasionales e indirectos, lo que sugiere que la metodología aún no se integra plenamente en las fases de ejecución y control de obra. Al interior del área de la ingeniería se observan diferencias importantes, los ingenieros estructurales muestran un avance sostenido y consolidan un uso regular en casi la mitad de los casos, mientras que los profesionales de MEP (instalaciones) mantienen aún rezagos, con menor conocimiento y aplicación más fragmentada. Esta brecha disciplinar refuerza lo señalado en estudios internacionales, donde la interoperabilidad y la coordinación entre especialidades técnicas se reconocen como barreras críticas para la plena implementación de BIM.

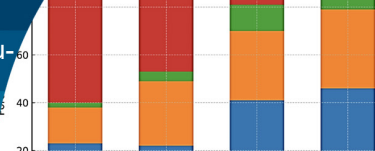
Otro aspecto relevante a considerar es la influencia de factores organizacionales y personales. El tamaño de la empresa y la edad de los profesionales inciden directamente en los niveles de adopción. Las grandes empresas y los profesionales más jóvenes presentan tasas significativamente mayores de uso regular, mientras que las pequeñas empresas y los profesionales mayores a 60 años exhiben rezagos persistentes. Estos hallazgos coinciden con la literatura sobre innovación organizacional, que subraya la importancia de capacidades institucionales, cultura de aprendizaje y políticas de capacitación para superar resistencias.

En relación con los factores tecnológicos y normativos, los datos muestran que la estandarización y la presencia de marcos regulatorios se asocian con mayores niveles de satisfacción y consolidación del uso. La introducción de políticas públicas como PlanBIM desde 2019 parece haber jugado un rol clave, en tanto generó incentivos claros para la adopción en proyectos estatales y contribuyó a establecer lineamientos comunes. La experiencia chilena, en este sentido, se alinea con casos internacionales donde los mandatos gubernamentales han acelerado de manera decisiva la masificación de BIM, como ocurrió en Reino Unido o Singapur.

A la luz de los resultados, sugieren que Chile se encuentra en un proceso de maduración de la metodología, que ha transitado desde un uso limitado y centrado en diseño hacia una expansión progresiva hacia coordinación, obra y cierre. No obstante, persisten algunas brechas críticas que deben ser abordadas:

- La integración plena de BIM en la construcción y la gestión de obra.
- La reducción de la brecha entre disciplinas, especialmente en MEP.
- El fortalecimiento de capacidades en pequeñas empresas y en profesionales de mayor edad.

El avance observado confirma que BIM se está consolidando como un estándar emergente en la industria AEC chilena, aunque todavía enfrenta obstáculos vinculados a capital humano, costos de implementación y coordinación interdisciplinaria. La experiencia nacional refleja un desfase temporal respecto de los países líderes, pero también evidencia que este rezago tiende a acortarse gracias a la acción conjunta de políticas públicas, estandarización y formación profesional. En este contexto, un hito clave fue el lanzamiento en junio de 2019 del Estándar BIM para Proyectos Públicos por parte de PlanBIM-CORFO (2019), que estableció lineamientos técnicos y requisitos de información para licitaciones estatales. El documento fue publicado oficialmente y difundido ampliamente a partir de 2022 (PlanBIM-CORFO, 2022), consolidándose como un motor decisivo de la adopción y maduración de la metodología en el país.



Rezago del área MEP en la adopción BIM en Chile

La evidencia obtenida de las encuestas nacionales BIM realizadas entre 2013 y 2022 muestra un rezago sostenido en la adopción de la metodología por parte de los profesionales del área MEP (instalaciones mecánicas, eléctricas y sanitarias). En 2019, solo un 47% de los ingenieros MEP declaró haber utilizado BIM, de los cuales 16% lo hacía de forma regular, en contraste con un 78% de arquitectos y 71% de ingenieros estructurales usuarios de la tecnología (Loyola, 2019). En la medición más reciente, correspondiente al año 2022, la proporción de usuarios regulares MEP aumentó a 30%, pero se mantiene significativamente por debajo de los valores alcanzados por arquitectura (46%) y estructuras (47%) (Loyola, 2022). Este rezago se acentúa en las empresas pequeñas, donde los usuarios regulares MEP alcanzan apenas un 24%, frente al 51% observado en las empresas de ingeniería estructural.

Entre los factores que pudieran explicar esta brecha se encuentran los altos costos de software especializado, reconocidos por el 70% de los encuestados como la principal barrera general y por el 80% de los profesionales MEP (Loyola, 2019). A ello se suma una adopción más reactiva que estratégica, mientras que en arquitectura e ingeniería estructural el uso de BIM responde principalmente a la iniciativa interna, en MEP predomina el cumplimiento de requisitos de mandantes o contratistas principales (77% frente a 61%), reflejando una integración tardía en el ciclo de diseño (Loyola, 2019).

En términos técnicos, la especialidad MEP demanda un mayor nivel de información y un contenido paramétrico más detallado para el cálculo de caudales, pérdidas de carga, selección de equipos y control de interferencias. La interoperabilidad entre plataformas BIM y herramientas de análisis energético o de flujo, sigue siendo limitada, lo que reduce la eficiencia en la transferencia de datos y genera retrabajos (Eastman *et al.*, 2018). A nivel internacional, diversos autores sostienen que las disciplinas MEP se ven más afectadas por las inconsistencias en los modelos federados y la falta de librerías paramétricas con datos de desempeño (Ghaffarianhoseini *et al.*, 2017; Tiza y Jiya, 2024).

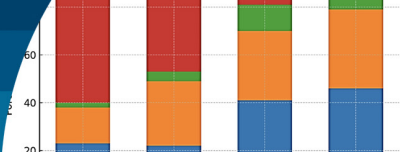
Otro aspecto importante a considerar es la falta de

estandarización en los entregables y roles BIM para MEP, tanto en proyectos públicos como privados. Si bien el Estándar BIM para proyectos públicos, desarrollado por Planbim Chile, establece lineamientos generales para la definición de roles y niveles de información, su implementación práctica en las especialidades MEP aún presenta vacíos en cuanto a matrices de responsabilidades, formatos de intercambio y plantillas de datos de producto. El fortalecimiento de estas directrices es muy importante para lograr una interoperabilidad efectiva y mejorar la productividad en el ciclo completo del proyecto.

El rezago de la disciplina MEP no responde únicamente a un bajo nivel de adopción tecnológica, sino a una combinación de factores económicos, técnicos y organizacionales. Entre las principales causas destacan la falta de estándares de información consolidados, la escasa disponibilidad de bibliotecas paramétricas locales y la limitada integración temprana entre especialidades durante el diseño y la ejecución. Asimismo, la capacitación aplicada en pequeñas y medianas empresas del sector construcción se presenta como una condición clave para superar estas barreras. En este contexto, Bustamante *et al.* (2021) evidencian en un estudio nacional el potencial de la metodología BIM 5D para anticipar interferencias y mejorar la coordinación interdisciplinaria, precisamente el ámbito donde MEP debería integrarse con mayor fuerza. Avanzar hacia una implementación más equilibrada de BIM en todas las disciplinas del sector AEC chileno requiere fortalecer estos aspectos y promover una colaboración efectiva desde las etapas iniciales de los proyectos.

Limitaciones del estudio

Este estudio presenta algunas limitaciones que deben considerarse al interpretar sus resultados. En primer lugar, la investigación se basa en el análisis de los datos provenientes de las Encuestas Nacionales BIM de los años 2013, 2016, 2019 y 2022. En consecuencia, los hallazgos dependen de la calidad, alcance y consistencia metodológica de dichos instrumentos, los cuales fueron elaborados con propósitos amplios y no necesariamente orientados a la medición de productividad o desempeño organizacional. Asimismo, las encuestas presentan variaciones en el tamaño de la muestra, la representatividad territorial y la composición disciplinar de los participantes,



lo que podría afectar la comparabilidad absoluta entre periodos. Del mismo modo, no todos los sectores de la industria de la construcción chilena se encuentran igualmente representados, especialmente las pequeñas y medianas empresas, que suelen presentar menores niveles de adopción tecnológica, sin embargo, la encuesta año a año ha avanzado en reclutar mayor cantidad de respuestas y cubierto más territorio y disciplinas.

Otra limitación importante de considerar es que el estudio se concentra en percepciones y niveles de adopción, sin incluir mediciones directas del impacto de BIM sobre indicadores de productividad, costos o plazos. Por tanto, los resultados deben entenderse como una caracterización de tendencias y no como una evaluación causal del efecto de la metodología en el desempeño de los proyectos.

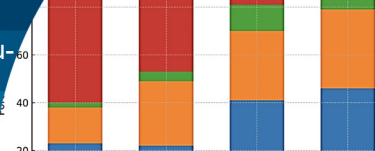
La información proviene de fuentes voluntarias y auto declaradas, pueden existir sesgos de respuesta asociados al nivel de conocimiento o experiencia de los participantes. Aun así, el análisis longitudinal realizado permite identificar con claridad la evolución del uso de BIM en Chile y las brechas existentes entre disciplinas, aportando una base sólida para futuras investigaciones que incorporen mediciones empíricas y comparativas más detalladas.

Pertinencia del uso de BIM según tipo de proyecto

El uso de la metodología BIM no resulta igualmente pertinente en todos los tipos de proyectos de construcción. Si bien su valor agregado está ampliamente documentado, su nivel de aplicación debe ajustarse a la complejidad

Tabla 2: Pertinencia de BIM por tipo de proyecto

Tipo de proyecto	Nivel recomendado de implementación BIM	Casos de uso prioritarios	Justificación técnica
Infraestructura pública (carreteras, puentes, hospitales, escuelas, aeropuertos)	Obligatorio / Estratégico	Coordinación interdisciplinaria (3D), planificación 4D, control de costos 5D, gestión de información	Exigencia del Estándar BIM para Proyectos Públicos (Planbim–CORFO, 2019, 2022) y altos requerimientos de trazabilidad, seguridad y mantenimiento.
Edificaciones complejas (hospitales, plantas industriales, laboratorios, data centers)	Obligatorio / Estratégico	Detección de interferencias MEP, simulación 4D, presupuestos 5D, análisis energético y sustentabilidad	Alta densidad de instalaciones MEP y elevada coordinación entre especialidades técnicas; beneficios comprobados en reducción de errores y plazos (Eastman <i>et al.</i> , 2018; Han <i>et al.</i> , 2022).
Proyectos con MMC / prefabricación (viviendas modulares, edificios industrializados)	Altamente recomendable	Modelado de componentes 3D, planificación 4D, control de fabricación y montaje	Requiere interoperabilidad entre diseño, fabricación y montaje; BIM favorece la estandarización y la trazabilidad del ciclo de producción (Kassem y Succar, 2016).
Edificaciones medianas privadas (oficinas, viviendas en altura, equipamientos)	Recomendable / Escalable	Coordinación 3D, cubicaciones 5D, revisiones de interferencias	Beneficios intermedios: mejora en comunicación y control, pero depende de la capacitación y recursos de cada empresa (Ghaffarianhoseini <i>et al.</i> , 2017).
Pequeñas obras privadas o residenciales (viviendas unifamiliares, remodelaciones)	BIM ligero / opcional	Visualización 3D básica, revisión de interferencias y cubicaciones	Baja complejidad y pocas disciplinas; el costo inicial de implementación puede superar los beneficios directos si no se dimensiona correctamente (Succar y Kassem, 2015).
Proyectos de operación y mantenimiento (hospitales, campus universitarios, edificios institucionales)	Estrategia de largo plazo	As-built, gemelo digital, gestión de activos (FM)	BIM extiende beneficios al ciclo de vida del activo; permite trazabilidad de mantenimiento, consumo y eficiencia energética (ISO 19650, 2018).



técnica, el tamaño, la duración y el nivel de coordinación interdisciplinaria de cada obra. En Chile, el Estándar BIM para proyectos públicos (Planbim–CORFO, 2019, 2022) establece requerimientos mínimos de información y roles para instituciones que licitan y contratan obras públicas, siguiendo lineamientos de la serie ISO. Esto convierte a BIM en una metodología obligatoria para proyectos estatales y altamente recomendable para aquellos privados que presentan alto grado de complejidad o riesgo de interferencias.

A nivel internacional, el Reino Unido estableció desde 2016 la obligatoriedad de BIM en todos los proyectos públicos financiados con fondos del Estado, lo que consolidó un estándar de trabajo colaborativo adoptado posteriormente por la industria privada (Kassem y Succar, 2015). Estudios posteriores confirman que los mayores retornos de inversión en BIM se obtienen en proyectos con múltiples disciplinas técnicas, abundantes sistemas MEP y altos requerimientos de coordinación o prefabricación, donde los beneficios en reducción de errores, plazos y costos son más evidentes (Ghaffarianhoseini *et al.*, 2017; Eastman *et al.*, 2018; Han *et al.*, 2022).

La literatura también advierte que, en proyectos de menor escala, con baja complejidad o escasa interacción entre disciplinas, el esfuerzo inicial de modelado, gestión de información y capacitación puede superar los beneficios directos obtenidos (Succar y Kassem, 2016). En estos casos, se recomienda una implementación escalonada o ligera, centrada en casos de uso específicos como revisión de interferencias, cubicaciones o planificación básica.

El marco normativo ISO 19650 (2018) respalda este enfoque escalable, señalando que los principios de gestión de información bajo BIM son aplicables a todo tipo y tamaño de activo, pero deben dimensionarse según el nivel de riesgo y complejidad del proyecto. En consecuencia, el uso de BIM debería considerarse obligatorio o estratégico en proyectos de infraestructura pública, edificaciones hospitalarias, plantas industriales y obras con alta densidad de sistemas MEP, mientras que en proyectos pequeños o de baja complejidad puede aplicarse una versión simplificada, adaptando los niveles de detalle y los entregables requeridos. La Tabla 2 presenta recomendaciones de pertinencia de BIM dependiendo del tipo de proyecto.

BIM es una metodología universal en su filosofía. Su pertinencia depende de la escala, la cantidad de especialidades, el grado de coordinación requerido y la duración del ciclo de vida del activo. Por ello, avanzar hacia una adopción racional y graduada permitirá maximizar sus beneficios sin generar sobrecostos innecesarios, especialmente para las pequeñas y medianas empresas del sector construcción chileno.

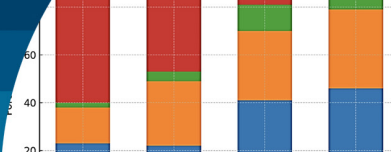
Conclusiones

El análisis longitudinal de las Encuestas Nacionales BIM (2013–2022) muestra una difusión sostenida de la metodología en Chile: los profesionales con experiencia pasaron de 39% a 80% y los usuarios regulares de 23% a 46%. Este avance se ha visto impulsado por políticas públicas (PlanBIM y el Estándar BIM para Proyectos Públicos) y por la adopción de marcos internacionales de gestión de la información (ISO 19650, 2018), lo que ha reducido el rezago frente a países líderes y ha instalado a BIM como un estándar emergente en la industria nacional.

Por otra parte, la madurez, sin embargo, es heterogénea entre disciplinas. Arquitectura y estructuras exhiben una adopción más consolidada, mientras que MEP mantiene rezagos asociados a costos de adopción, carencias de estandarización de entregables y roles, limitaciones de interoperabilidad con herramientas de cálculo y falta de bibliotecas paramétricas con datos de desempeño. Además, se observan brechas en pymes y en profesionales de mayor edad, lo que refuerza la necesidad de capacitación aplicada y procedimientos colaborativos claros.

Respecto de la pertinencia, BIM no requiere el mismo nivel de profundidad en todos los proyectos. Su mayor retorno se obtiene en proyectos públicos, edificaciones complejas e intensivas en MEP, infraestructura crítica y contextos con industrialización o larga vida útil (operación y mantenimiento). En proyectos más pequeños o de baja complejidad, una adopción más ligera, acotando niveles de detalle, casos de uso y exigencias de información permite obtener beneficios sin sobredimensionar costos.

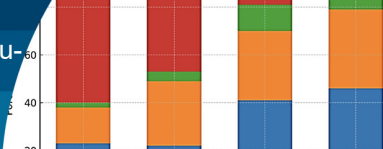
Para consolidar su aporte a la productividad y a la transformación digital, el sector debiera profundizar la estandarización, desarrollar bibliotecas paramétricas locales con datos de desempeño, especialmente para MEP, fortalecer capacidades en pymes mediante formación



práctica, institucionalizar la integración temprana entre disciplinas y mejorar la interoperabilidad con herramientas de análisis. Dado que este estudio se basa en datos secundarios, futuras investigaciones podrían medir impactos causales de BIM en plazo, costo, calidad, seguridad y huella ambiental, así como su efecto en obra y en operación/mantenimiento. Con ello, será posible cerrar brechas, especialmente en MEP, y avanzar hacia una implementación verdaderamente integral de BIM en toda la cadena de valor de la construcción en Chile.

Referencias

- Alnaser, A.A., Alsanabani, N.M. and Al-Gahtani, K.S. (2023). BIM impact on construction project time using system dynamics in Saudi Arabia's construction. *Buildings* **13**(9), 2267. <https://doi.org/10.3390/buildings13092267>
- Arayici, Y., Fernando, T., Munoz, V. and Bassanino, M. (2022). BIM adoption in emerging economies: Opportunities and challenges. *Automation in Construction* **134**, 104–117. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2022.104117>
- Bermúdez-Zúñiga, M. y Castrillón-Parada, J. (2022). Impacto de la tecnología BIM en la eficiencia y sostenibilidad de proyectos de construcción. *Revista Científica General José María Córdova* **20**(38), 103–125. <https://doi.org/10.21830/19006586.913>
- Bustamante, G., Ochoa, J. y González, F. (2021). Propuesta de implementación de la metodología BIM 5D para obras de cimentaciones industriales en la Planta de Oxígeno de Arauco. *Obras y Proyectos* **30**, 74–90. <https://doi.org/10.4067/S0718-28132021000200074>
- Calcagno, F., Miller, H. y de Feo, E. (2024). La brecha BIM entre países avanzados y América Latina comienza a cerrarse. Home of BIM. <https://homeofbim.com>
- Eastman, C., Teicholz, P., Sacks, R. and Lee, G. (2018). *BIM handbook: A guide to building information modeling for owners, designers, engineers, contractors, and facility managers*. 3rd ed., Wiley, Hoboken NJ, USA. <https://doi.org/10.1002/9781119287568>
- Ghaffarianhoseini, A., Tookey, J., Ghaffarianhoseini, A., Naismith, N., Azhar, S., Efimova, O. and Raahemifar, K. (2017). Building Information Modelling (BIM) uptake: Clear benefits, understanding its implementation, risks and challenges. *Renewable and Sustainable Energy Reviews* **75**, 1046–1053. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2016.11.083>
- Gómez-Valdés, M., Acevedo-Acevedo, S., Alvarado-Acuña, L. e Iturra-Molina, R. (2023a). Impacto de la metodología BIM en la gestión de proyectos de construcción. *Tecnología en Marcha* **36**, 66–77. <https://doi.org/10.18845/tm.v36i7.6860>
- Gómez-Valdés, M., Villagrán, D. y Pérez, M. (2023b). Impacto del BIM en la productividad y gestión de proyectos de construcción en América Latina. *Revista de la Construcción* **22**(3), 45–59.
- Han, J., Zhou, X., Zhang, W., Guo, Q., Wang, J. and Lu, Y. (2022). Directed representative graph modeling of MEP systems using BIM data. *Buildings* **12**(6), 834. <https://doi.org/10.3390/buildings12060834>
- ISO 19650 (2018). Organization and digitization of information about buildings and civil engineering works, including building information modelling (BIM) – Information management using building information modelling – Part 1: Concepts and principles. International Organization for Standardization, Geneva, Switzerland.
- Kassem, M. and Succar, B. (2017). Macro-BIM adoption: Conceptual structures. *Automation in Construction* **81**, 1–14. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2017.04.018>
- Liu, Y., van Nederveen, S., Hertogh, M. and Sijmons, D. (2022). Benefits and barriers of BIM adoption: A systematic review. *Journal of Construction Engineering and Management* **148**(2), 04021191. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CO.1943-7862.0002141](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CO.1943-7862.0002141)
- Loyola, M. (2013). Encuesta Nacional BIM 2013: Informe de Resultados. Universidad de Chile, Departamento de Arquitectura. Santiago, Chile
- Loyola, M. (2016). Encuesta Nacional BIM 2016: Informe de Resultados. Universidad de Chile, Departamento de Arquitectura. Santiago, Chile
- Loyola, M. (2019). Encuesta Nacional BIM 2019: Informe de Resultados. Universidad de Chile, Departamento de Arquitectura. Santiago, Chile
- Loyola, M. (2022). Encuesta Nacional BIM 2022: Informe de Resultados. Universidad de Chile, Departamento de Arquitectura. Santiago, Chile
- MOP (2019). Estándar BIM para proyectos públicos. Ministerio de Obras Públicas, Gobierno de Chile, Santiago, Chile.
- Planbim–CORFO (2019). Estándar BIM para Proyectos Públicos. Gobierno de Chile. <https://planbim.cl>



Planbim-CORFO (2022). Estándar BIM para Proyectos Públicos. Gobierno de Chile. <https://planbim.cl>

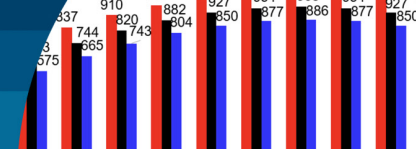
Rogers, E.M. (2003). Diffusion of innovations. 5th ed., Free Press, Simon & Schuster, New York, USA

Sepúlveda, L. (2021). El impacto del BIM en la gestión de proyectos de construcción en Chile. *Revista Ingeniería y Construcción* **36**(2), 75–89

Succar, B. and Kassem, M. (2015). Building information modelling: An international survey. *International Journal of Project Management*, **33**(3), 552–563. <https://doi.org/10.1016/j.ijproman.2014.10.007>

Succar, B. and Kassem, M. (2016). Building information modelling: Point of adoption. CIB World Congress, Tampere, Finland

Tiza, M.T. and Jiya, V.H. (2024). The impact of Building Information Modelling (BIM) in the construction industry. *Brilliant Engineering* **1**, 4841. <https://doi.org/10.36937/ben.2024.4841>



Predicción del contenido de humedad de suelos expuestos a la intemperie para la capa de subbase usando simulación experimental en cámara climática

Prediction of moisture content of soils for the sub-base layer using experimental simulation in a climatic chamber

Fecha de entrega: 6 de agosto 2025
Fecha de aceptación: 1 de octubre 2025

Gonzalo Lema¹, Luis Merino¹, Sebastián Calderón¹ y Rafael Martínez²

¹ Universidad de Concepción, Departamento de Ingeniería Civil, Edmundo Larenas 219, Concepción, Chile, glema2017@udec.cl, luis.merino@udec.cl (<https://orcid.org/0000-0003-4924-8771>), sebastian.calderon@udec.cl (<https://orcid.org/0000-0002-2565-521X>)

² Pangea Geotecnia, O'Higgins Poniente 77, Oficina 1707, Concepción, Chile, rafel.martinez@pangealtda.cl

Un contenido adecuado de humedad del suelo permite alcanzar su máxima densidad al ser compactado, mejorando la cohesión y estabilidad del suelo. En algunos suelos, el contenido óptimo es inferior al natural, lo que requiere su reducción mediante exposición a la intemperie. Sin embargo, esta desecación es estacional, siendo menor en meses de media estación. Determinar la tasa de desecación del suelo en cada estación permite planificar la construcción de caminos y la disponibilidad de suelo con humedad óptima. Este trabajo presenta un procedimiento para predecir la reducción de humedad del suelo a través de simulaciones experimentales en una cámara climática, considerando temperatura, humedad relativa, velocidad del viento y radiación solar. Los resultados permiten una planificación eficiente y sustentable de movimientos de terreno, optimizando la reutilización de suelos de excavación en proyectos de infraestructura vial y contribuyendo a la reducción del impacto ambiental y costos.

Palabras clave: reutilización de suelo, simulación climática, sustentabilidad, secado de suelo, humedad

An adequate soil moisture content allows the soil to reach its maximum density when compacted, improving soil cohesion and stability. In some soils, the optimal moisture content is lower than the natural moisture content, which requires its reduction through exposure outdoors. However, this desiccation is seasonal, being lower in mid-season months. Determining the soil desiccation rate in each season allows for planning road construction and ensuring the availability of soil with optimal moisture. This work presents a procedure for predicting soil moisture reduction through experimental simulations in a climatic chamber, considering temperature, relative humidity, wind speed, and solar radiation. The results allow for efficient and sustainable planning of earthworks, optimizing the reuse of excavated soil in road infrastructure projects and contributing to the reduction of environmental impact and costs.

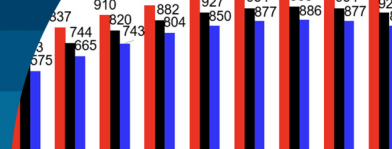
Keywords: soil reuse, climate simulation, sustainability, soil drying, moisture

Introducción

El rápido desarrollo económico y el crecimiento de la población han impulsado la urbanización a niveles sin precedentes, particularmente en países en desarrollo. Este proceso está asociado con un aumento significativo en el consumo de recursos esenciales, como agua, tierra, energía y minerales (Huang *et al.*, 2010). A medida que crece la demanda de infraestructura, como vías de tren, construcción subterránea, caminos y urbanizaciones, se genera un

excedente de suelos excavados. La usual disposición de estos suelos en vertederos no solo es insostenible, sino que también presenta riesgos tanto ambientales como para la salud humana, haciendo imperativo explorar estrategias que minimicen el desperdicio de suelo y optimicen su reutilización (Hale *et al.*, 2021).

A pesar de los avances en la gestión de residuos, la evaluación ambiental y económica de las distintas



alternativas de disposición de suelos y rocas excavadas sigue siendo un área poco explorada (Wang *et al.*, 2024). A medida que se expande la infraestructura subterránea y los proyectos de movimiento de tierra, los materiales excavados, como el suelo y la roca, se han convertido en la principal fuente de residuos de la industria de construcción y demolición (C&D). En algunas áreas urbanas, estos residuos representan más del 50% del total de residuos generados en la industria de C&D (Wang *et al.*, 2024). Este escenario resalta la necesidad urgente de optimizar su transporte y disposición, dado los elevados costos y los significativos impactos ambientales asociados (Gan y Cheng, 2015). Un desafío clave en la reutilización de suelos excavados es el manejo de su contenido de humedad, un parámetro fundamental en su viabilidad para futuros usos (Liu *et al.*, 2020). La humedad del suelo influye en su consistencia, especialmente en aquellos con alto porcentaje de finos. Suelos cuya humedad excede el límite plástico máximo, se comportan de manera fluida, mientras que aquellos por debajo del límite de plasticidad mínima se vuelven quebradizos, afectando su capacidad de soporte de carga y compactación (López-Lara *et al.*, 2017). Este problema es particularmente agudo en suelos con alta humedad, que no pueden ser utilizados directamente como relleno o material de estabilización, debido a la dificultad de compactación.

Diversas estrategias han sido propuestas para mejorar las propiedades de suelos con alta humedad. Una de ellas es la mezcla del suelo con estabilizante como cemento y cal, lo cual puede mejorar su capacidad portante y sus propiedades higroscópicas (Hale *et al.*, 2021). Sin embargo, otra opción emergente y más sostenible es el secado del suelo utilizando la radiación solar como fuente de energía para este proceso. Esta técnica se ha aplicado exitosamente en la solarización de suelos, un proceso que desinfecta el suelo mediante el aumento de su temperatura y la reducción de su humedad por exposición a radiación solar y altas temperaturas (McQuillan *et al.*, 2024). Este método de secado es de particular interés por su bajo impacto ambiental.

El secado solar depende de una serie de factores que afectan la transferencia de calor al suelo, como la estructura del suelo, su textura y su contenido de humedad inicial del suelo. La radiación solar, más que la temperatura

ambiental, es el principal factor que influye en el aumento de la temperatura del suelo, y consecuente pérdida de humedad (McQuillan *et al.*, 2024). En este contexto, la latitud juega un rol crucial en términos de intensidad de radiación solar, siendo América Latina, y en particular el norte de Chile, una región privilegiada por recibir una de las mayores intensidades de radiación solar del mundo (Cordero *et al.*, 2023).

Por último, estudios recientes han investigado el potencial de reutilización de suelos excavados como material de subbase en proyectos de infraestructura (Zhan *et al.*, 2023). En este estudio, el suelo (con un alto contenido de arcillas) es mezclado húmedo con un estabilizador, para luego ser secado controlando la temperatura del lugar de almacenamiento y protegiéndolo del agua, disponiendo el suelo para generar una gran extensión de área, siendo volteado a intervalos de tiempos regulares para incrementar el contacto con las partículas de aire, mejorando la reducción de humedad. Tras dos días de exposición, los suelos lograron reducir su humedad en un 6% (con una humedad inicial de 46%), lo que permitió su utilización exitosa como material de subbase con resultados de CBR entre el 5% a 10%. Estos resultados demuestran el potencial de los suelos excavados para su exitosa utilización en proyectos de construcción.

Por lo anterior, este estudio presenta una metodología experimental innovadora para predecir la evolución de humedad en suelos de estabilización expuestos a la intemperie durante estaciones del año de alta radiación solar, con el objetivo de facilitar su reutilización en proyectos de infraestructura vial. Se realizaron simulaciones experimentales representativas de condiciones climáticas de días medios de los meses de febrero, marzo y octubre, considerando parámetros clave como temperatura, humedad relativa, velocidad del viento y radiación solar. Los resultados obtenidos ofrecen una adecuada predicción de la evolución de humedad, lo que permite una planificación más eficiente y sostenible en el manejo de movimientos de tierra. Esta estrategia optimiza la reutilización de suelos en proyectos de infraestructura vial, contribuyendo a la reducción de impacto ambiental y costos en las fases constructivas.

Metodología

Como se mencionó, se busca disminuir la humedad del suelo hasta una condición de humedad objetivo (H_{obj}) a través de exponerlo a condiciones ambientales características de una determinada zona. Por lo mismo, el estudio se centró en determinar cuántos días de exposición son necesarios para que muestras de suelo alcancen la H_{obj} en distintas épocas del año. Además, el estudio también abordó cómo métodos mecánicos de mezclado pueden afectar la velocidad de secado. Las muestras se obtuvieron de una faena minera en la región del Bío Bío, con una humedad inicial de 21% aproximadamente. Este valor corresponde al contenido máximo de humedad que se requiere para que el suelo estudiado posea suficiente capacidad soportante y de compactación para ser empleado en faenas mineras estándar. En este sentido, alcanzar dicha humedad es crucial para permitir la compactación y el uso del suelo en proyectos de estabilización.

Control de variables ambientales

La simulación experimental de las condiciones ambientales se realizó en la cámara climática del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Concepción, mostrada en la Figura 1. Se reprodujeron cuatro variables ambientales que influyen en la evolución del contenido de humedad del suelo: temperatura ambiental, humedad relativa, radiación solar y velocidad del viento. Debido a que las muestras fueron obtenidas en la región del Bío Bío, las condiciones ambientales simuladas fueron representativas de esta misma zona. Para cumplir con esto se obtuvo información desde estaciones meteorológicas colindantes a la ciudad de Concepción (Dirección Meteorológica de Chile, DMC). A partir de dicha información, se caracterizó el perfil de variación a lo largo de día promedio para las



Figura 1: Cámara climática para controlar condiciones de: a) viento y humedad y b) radiación y calor

variables para determinados meses de interés del año. En particular, se identificaron las condiciones ambientales de los meses de octubre, febrero y marzo, los que coinciden con los periodos cercanos a la mayor proximidad del sol del hemisferio sur (mes de diciembre). El detalle de cada una de las variables se presenta en las siguientes secciones.

Temperatura y humedad relativa

Las condiciones higrotérmicas por replicar se obtienen del registro de datos históricos de temperatura y humedad ambiental de la DMC para estaciones colindantes a la ciudad de Concepción. Para las series de datos del año 2022, se obtuvo un promedio de perfil de variación horaria de día medio para cuatro meses: octubre, febrero y marzo. Los perfiles de variación determinados fueron luego simplificados por factibilidad técnica para la programación en la cámara climática. En consecuencia, el día medio de cada uno de los meses representados se representó con cuatro valores característicos de temperatura y seis valores característicos de humedad, obteniéndose los perfiles mostrados en las Figuras 2(a) y 2(b), respectivamente.

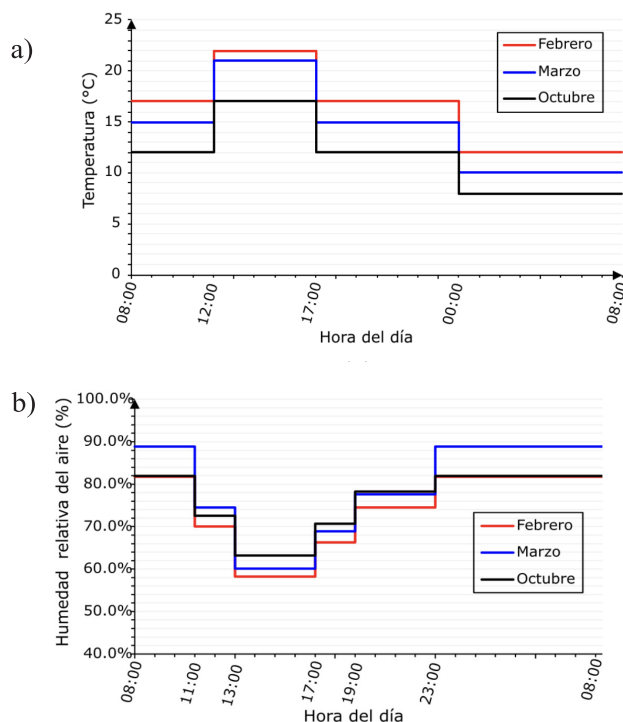


Figura 2: a) Perfil higrotérmico simulado para distintos meses de temperatura y b) humedad

Dentro de la cámara climática, la temperatura se modifica empleando equipos de refrigeración y calefacción

de aire, mientras que la humedad mediante equipos humidificadores y deshumidificadores (ver Figura 1). El sistema de la cámara climática controla las condiciones higrotérmicas de forma automática en función del perfil diario establecido en base a un PLC (programable logic controller) y monitorización por termocuplas y sensores de humedad.

Velocidad del viento

Para obtener el perfil de viento de la ciudad de Concepción, Chile, se realizó una campaña de medición de velocidad del viento (empleando un anemómetro) en distintos puntos de Concepción y a distintas alturas de medición. Se presentan los resultados de esta campaña en la Tabla 1, en donde se determina que la velocidad promedio del viento en la vecindad del suelo es del orden de 0.99 m/s. En función de estos resultados, la velocidad del viento se mantuvo constante durante el ensayo.

Dentro de la cámara climática, la velocidad del viento se simula mediante un equipo ventilador modificado para entregar un flujo laminar. La velocidad se controla manualmente mediante un anemómetro a la altura de la probeta de suelo a secar.

Tabla 1: Resumen velocidad de viento para distintas cotas de la ciudad de Concepción, Chile.

Altura de medición, m	0.00	0.50	1.00	1.50
Velocidad mínima, m/s	0.10	0.10	0.10	0.10
Velocidad máxima, m/s	2.30	3.20	3.60	4.30
Velocidad promedio, m/s	0.99	1.17	1.36	1.74
Desviación estándar, m/s	0.61	0.76	0.90	1.02

Radiación solar

La radiación solar característica de cada mes se estimó a partir de la intensidad de radiación solar que incide sobre la superficie terrestre en función de la posición de la Tierra en la órbita terrestre basada en datos reportados en Honsberg y Bowden (2019); la intensidad solar efectiva que atraviesa la atmósfera (aproximadamente 30%), y la corrección de altitud y posición terrestre de una superficie horizontal según el modelo de Honsberg y Bowden (2019). Al aplicar este modelo de radiación, se obtienen el perfil de

radiación solar por hora a la que está expuesta la zona de estudio para los días medios de febrero, marzo y octubre (Figura 3), según la latitud de la ciudad de Concepción, Chile (36°S). Cabe destacar que también se corrigió la hora solar con la hora oficial del país empleando el modelo de Honsberg y Bowden (2019).

Al interior de la cámara climática, la simulación experimental del perfil de radiación solar se realizó utilizando un equipo capaz de generar radiación uniforme (Figura 1) y en el rango del espectro electromagnético de la luz visible del sol y del espectro de ondas largas. Este simulador solar consistía en ocho fuentes emisoras de luz halógenas de 4000 W, cuya radiación se concentraba usando un túnel de espejos, lo cual mejora la uniformidad de radiación solar incidente sobre la superficie del suelo a desecar. La radiación solar aplicada a las probetas de suelo se ajustaba modificando el número de fuentes emisoras y su distancia a la superficie del suelo. La radiación solar calculada es mostrada en la Figura 3, en la cual se ajustó al interior de la cámara climática usando un piranómetro que mide la radiación solar (W/m^2).

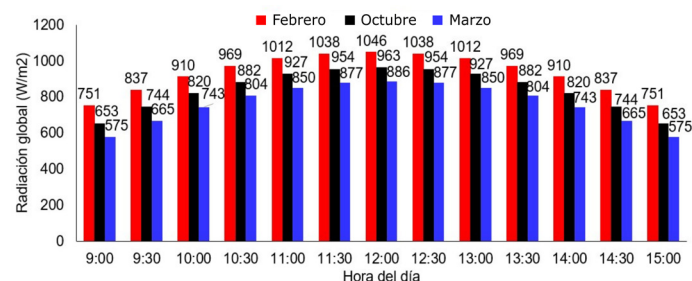
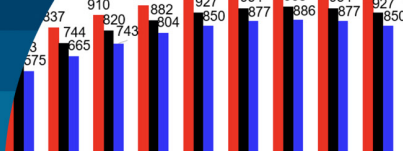


Figura 3: Perfil de radiación sobre el sitio de estudio en Concepción, Chile

Método mecánico de homogeneización del suelo

El estudio también abordó la influencia de métodos mecánicos para acelerar el secado del suelo en la probeta PF-V. En la literatura se ha reportado que este proceso se realiza mediante método de volteo (Zhan *et al.*, 2023), similar al efecto que podría ser un arador de vertedera en un sitio. Este proceso se compara con el escarificado, el cual consistía en revolver la probeta 3 veces durante las horas diurnas del proceso por 5 min con palas manuales, lo cual fue realizado por los mismos 2 operarios cada vez. Este proceso se podría asimilar a lo que realiza un escarificador industrial.



Cancha expuesta en terreno

Se dispone de una cancha de 2 m x 2 m, como se muestra en la Figura 4(a), con una profundidad de 30 cm. Se realiza un proceso de escarificado manual 3 veces durante las horas de exposición a radiación solar (Figura 4(b)), al igual que las probetas dispuestas en cámara climática.



Figura 4: a) Cancha expuesta y b) con material sometido a escarificado manual

Descripción de las probetas y método de control de humedad

Las probetas dentro de la cámara climática tenían una dimensión de 1 m x 1 m, como se muestra en la Figura 1, y una profundidad de 30 cm. Las dimensiones de estas probetas se establecieron en función de la factibilidad de la fuente de irradiación solar.

El control de la humedad de cada probeta, en cámara climática o en terreno, se realiza mediante gravimetría. En cada medición k , se obtuvo una muestra de aproximadamente 500 g, cuya masa exacta ($m_{i,k}$) se determinó en una balanza. Luego esta muestra fue dispuesta en un horno a 100°C hasta alcanzar una masa constante ($m_{f,k}$). Luego la H_{BS} se calculó como la razón de la masa agua respecto a masa seca ($(m_{f,k} - m_{i,k}) / m_{f,k}$). Las mediciones se tomaron al inicio (08:00 AM) y al final (18:00 PM) del ciclo de radiación y antes de cada proceso de escarificación. En cada uno de dichos instantes, se extrajeron dos muestras de suelo a una profundidad aproximada de 15 cm. Cada ensayo concluyó cuando la probeta alcanzó la humedad objetivo del 17% en base seca (BS).

Resumen del programa experimental

El programa experimental consideró cinco muestras en total, tal como se resume en la Tabla 2. Como se identifica,

el mes de febrero se simuló en dos probetas, una con volteado como método de homogeneización y otra con escarificado. Estas probetas se codificaron como PC-F-V y PC-F-E, respectivamente. Los meses de marzo y octubre se simularon una vez cada uno en las probetas PC-M-V y PC-O-V, respectivamente, utilizando el escarificado como método de homogeneización en ambas. Además, se realizó una prueba en terreno para el mes de octubre, codificada como PT-O-E, también homogeneizada mediante escarificación, con el objetivo de comparar los resultados de la simulación en cámara climática para el mismo mes de octubre (PC-O-V).

Tabla 2: Resumen de probetas estudiadas

Número probeta	Código probeta	Mes simulado	Condición de exposición	Método de homogeneización
1	PC-F-V	Febrero	Cámara Climática	Volteado
2	PC-F-E	Febrero	Cámara Climática	Escarificado
3	PC-M-E	Marzo	Cámara Climática	Escarificado
4	PC-O-E	Octubre	Cámara Climática	Escarificado
5	PT-O-E	Octubre	Terreno	Escarificado

Codificación de probetas: PX-Y-Z, donde X corresponde al tipo de condición de exposición (C = Cámara climática y T = Terreno), Y corresponde al mes (Febrero = F, Marzo = M, y Octubre = O) y Z corresponde al método de homogeneización (V = Volteado y E = Escarificado)

Resultados y análisis Influencia del método de homogeneización

La influencia del proceso de homogeneización se puede estudiar al comparar las probetas PF-V y PF-E, cuya evolución de la humedad se presenta en la Figura 5. Durante el primer día simulado, correspondiente al procedimiento de homogeneización de volteo, se observa un descenso de humedad de 1.6% al terminar el día de radiación. Durante el segundo día de simulación, en donde se implementó el método de escarificación, se observa un descenso de humedad de 3.6% al terminar el día de radiación. Además, se observa una inconsistencia en los resultados obtenidos producto del volteo, la cual se atribuye a la mala homogeneización de la humedad en el estrato.

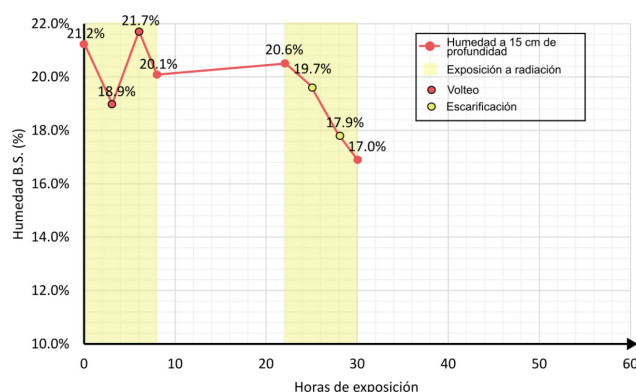


Figura 5: Evolución del contenido de humedad B.S. con escarificación v/s volteo en horas de exposición a radiación

Se observa un efecto significativo en el sistema de homogeneización de la humedad en el suelo, obteniendo mejores resultados cuando existe una mezcla completa del suelo superficial con todo el suelo (escarificación), y no solo un intercambio de capas para que la más húmeda se encuentre en la superficie (volteo). Se realiza para los siguientes ensayos solo método de escarificación.

Influencia del mes del año

La influencia estacional se puede identificar al estudiar las probetas PF-E, PM-E, y PO, E, cuyos resultados se presentan en la Figura 6. Como se observa, para los meses de febrero, octubre y marzo, la humedad inicial de las probetas se encuentra en el rango de 20.6% y 20.9%.

Como es de esperar, para todos los meses se advierte que la humedad de la tierra presenta una tendencia a disminuir mientras aumenta su tiempo de exposición al clima simulado. Además, se puede observar que durante el día la humedad de la tierra disminuye en mayor medida que en la noche, debido a mayores temperaturas y la presencia de radiación solar que promueven la evaporación y sublimación del agua superficial. Por otro lado, la humedad de las probetas aumenta durante la noche, lo que se explica por un aumento de la humedad relativa del aire. En función de esto, una recomendación es detener la exposición del suelo a las condiciones ambientales al finalizar el día o extinción de la radiación solar, para evitar la humectación de la tierra. Esta protección se puede realizar empleando cubiertas plásticas o geotextiles por sobre el suelo.

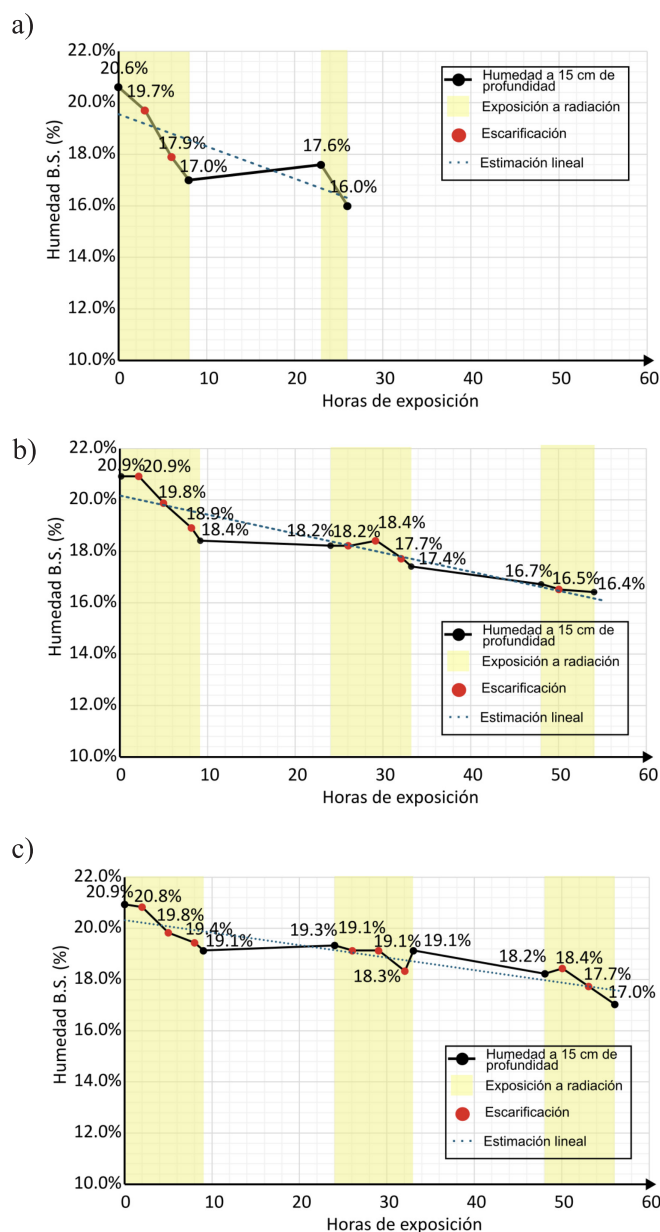


Figura 6: Evolución de contenido de humedad B.S. de las probetas: a) PF-E (febrero), b) PM-E (marzo), y c) PO-E (octubre)

Para el clima simulado del mes de febrero se observa una reducción de humedad promedio de 2.6% en promedio por día de exposición, requiriendo incluso de solo un día de exposición para alcanzar la humedad objetivo H_{obj} (17%). Mientras que para el clima simulado del mes de octubre se presenta una atenuada reducción en la humedad de un 1.8% en promedio por día de exposición, requiriendo de poco más de dos días de exposición (50 horas) para alcanzar H_{obj} . En tanto, para el clima simulado del mes de marzo, se observa una todavía más atenuada reducción en la hme-

dad de un 1.2% en promedio por día de exposición, por lo que se requirieron de 3 días completos de exposición para alcanzar H_{obj} . Este es un resultado esperable, pues marzo es el mes más alejado del solsticio de verano (aproximadamente el 21 de diciembre) de los tres meses en estudio, con una energía de radiación solar en las 6 horas centrales un 12.7% menor respecto a la observada en el mes de febrero, y un 9.1% menor respecto al mes de octubre.

Además, se realizaron estimaciones lineales, ajustadas mediante el método de mínimos cuadrados, del descenso de humedad de las probetas en función únicamente del tiempo de exposición a la radiación solar, asumiendo protección frente a la humectación de la tierra durante la noche. Los resultados de este ajuste se comparan en la Figura 7 para los meses de febrero, marzo y octubre. Al analizar los resultados, se observa que para llegar a una humedad objetivo de 17% son estimadas 8 horas de exposición en el mes de febrero, 19 horas en el mes de octubre y cerca de 28 horas para el mes de marzo.

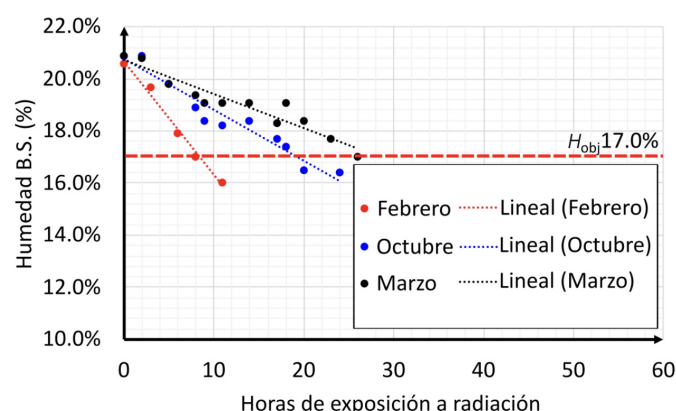


Figura 7: Estimación de descenso de contenido de humedad respecto a horas de exposición a radiación para meses de febrero, marzo y octubre, considerando protección de humedad en la noche

Comparación con experiencia en terreno

La Figura 8 muestra una comparación de los resultados obtenidos mediante la simulación en cámara climática y en la cancha dispuesta en terreno. Se evidencia una predicción acertada del descenso del contenido de humedad, donde, luego de 24 horas de exposición a la intemperie, la probeta simulada en cámara climática presenta una reducción del 4.5% en el contenido de humedad, mientras que la cancha en terreno exhibe una disminución del 4%. Esta

comparación refleja una simulación efectiva para la predicción del descenso en el contenido de humedad para suelos expuestos a la intemperie, con una diferencia de 0.5%.

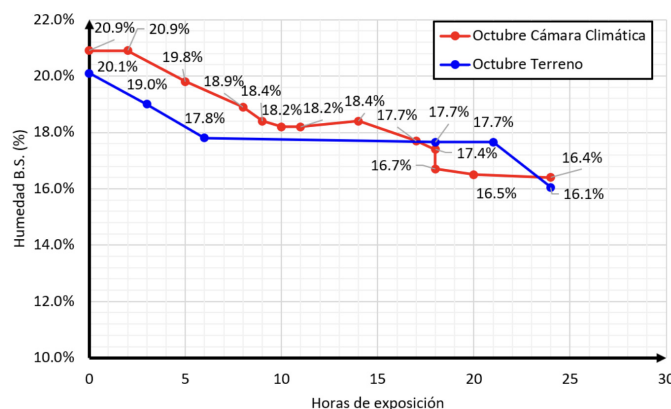


Figura 8: Comparación de descenso de contenido de humedad respecto a horas de exposición a la intemperie para cámara climática y en terreno para el mes de octubre

Conclusiones

Este estudio propone un método sostenible para reutilizar suelos excavados en estabilización o relleno, basado en la planificación del secado solar. Las simulaciones experimentales realizadas para diferentes épocas del año y la comparación de dos métodos de homogeneización mecánica llevaron a las siguientes conclusiones:

- La simulación en cámara climática representa efectivamente el descenso del contenido de humedad, con una diferencia de solo 0.5% respecto a pruebas en terreno.
- Las condiciones higrotérmicas, viento y radiación solar en febrero, marzo y octubre, junto con escarificación continua, permiten reducir la humedad a niveles adecuados para su uso en caminos estabilizados.
- Se recomienda interrumpir la exposición del suelo al finalizar el día para aumentar la tasa de desecación, ya que la humedad tiende a aumentar levemente por la noche.
- Los meses entre octubre y marzo son óptimos para el secado ambiental, aunque la velocidad de secado disminuye post-solsticio de verano.

- Se sugiere seguir investigando esta metodología por su gran potencial en la planificación ambiental.
- Factores como tipo de suelo, humedad inicial y variabilidad climática afectan el comportamiento higrótico, haciendo que la simulación mediante cámara climática sea útil para optimizar costos de construcción y evaluar inversiones en relación a la humedad del suelo.

Agradecimientos

Los autores agradecen el apoyo del proyecto EASER (Evolution Assessment of Seismic Risk) bajo el número de subvención ACT240044 de la Agencia Nacional de Investigación y Desarrollo (ANID). Sebastián Calderón también agradece el apoyo del proyecto FONDECYT INICIACIÓN N.º 11230388 de la Agencia Nacional de Investigación y Desarrollo (ANID). Gonzalo Lema agradece el apoyo financiero de ANID–Subdirección de Capital Humano/Doctorado Nacional/2025-21251893.

Referencias

Cordero, R.R., Feron, S., Damiani, A., Sepúlveda, E., Jorquera, J., Redondas, A., Seckmeyer, G., Carrasco, J., Rowe, P. and Ouyang, Z. (2023). Surface solar extremes in the most irradiated region on earth, Altiplano. *Bulletin of the American Meteorological Society* **104**(6), 1206-1221. <https://doi.org/10.1175/bams-d-22-0215.1>

Gan, V.J. and Cheng, J.C. (2015). Formulation and analysis of dynamic supply chain of backfill in construction waste management using agent-based modeling. *Advanced Engineering Informatics* **29**(4), 878-888. <https://doi.org/10.1016/j.aei.2015.01.004>

Hale, S.E., Roque, A.J., Okkenhaug, G., Sørmo, E., Lenoir, T., Carlsson, C., Kupryianchyk, D., Flyhammar, P. and Žlender, B. (2021). The reuse of excavated soils from construction and demolition projects: limitations and possibilities. *Sustainability* **13**(11), 6083. <https://doi.org/10.3390/su13116083>

Honsberg, C.H. and Bowden, S. B. (2019). Absorption coefficient. Photovoltaics education website <https://www.pveducation.org>

Huang, S.L., Yeh, C.T. and Chang, L.F. (2010). The transition to an urbanizing world and the demand for natural resources. *Current Opinion in Environmental Sustainability* **2**(3), 136-143. <https://doi.org/10.1016/j.cosust.2010.06.004>

López-Lara, T., Hernández-Zaragoza, J.B., Horta-Rangel, J., Rojas-González, E., López-Ayala, S. and Castaño, V.M. (2017). Expansion reduction of clayey soils through surcharge application and lime treatment. *Case Studies in Construction Materials* **7**, 102-109. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2017.06.003>

Liu, S.Y., Cai, G.H., Du, G.Y., Wang, L., Li, J.S. and Qian, X.C. (2020). Field investigation of shallow soft-soil highway subgrade treated by mass carbonation technology. *Canadian Geotechnical Journal* **58**(1), 97-113. <https://doi.org/10.1139/cgj-2020-0008>

McQuillan, M., Smernik, R.J. and Ryba, R. (2024). Sunlight can have a stronger influence than air temperature on soil solarisation: observational evidence from Australia. *Soil Research* **62**, SR23168. <https://doi.org/10.1071/sr23168>

Wang, H., Zhang, N., Duan, H., and Dong, L. (2024). Pathways to sound management of excavated soil and rock: A case study in Shenzhen. *Journal of Cleaner Production* **458**, 142383. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2024.142383>

Zhan, L., Wang, J., Liang, T., Chen, Y., Wang, S., Lou, H. and Zhang, H. (2023). Aggregation and dehydration of excavated soft clay and use for subgrade engineering–Part 1: A laboratory study. *Transportation Geotechnics* **38**, 100914. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2022.100914>



Ensayos no destructivos en el diagnóstico de puentes: conclusiones después de 15 años de ejercicio

Non-destructive testing in bridge diagnostics: conclusions after 15 years of practice

Fecha de entrega: 24 de julio 2025
Fecha de aceptación: 26 de septiembre 2025

Frank Schanack¹, Jessica Antiao¹, José Pablo Gacitúa² y Tamara González²

¹ Universidad Austral de Chile, Laboratorio de Ingeniería de Puentes y Estructuras, General Lagos 2086, Valdivia, Chile,
frank.schanack@uach.cl, jessica.antiao@gmail.com

² PONTINEL SpA, Arica 2253, Valdivia, Chile, pontinelspa@gmail.com

Los ensayos no destructivos son métodos indirectos que no dañan o alteran de forma permanente las propiedades de la estructura sujeta a inspección. El Laboratorio de Ingeniería de Puentes de la UACH ha realizado más de 750 de estos ensayos en puentes chilenos desde el 2012. Los ensayos más usados han sido Esclerómetro de hormigón, Profundidad de carbonatación, Pacómetro, Calidad de hormigón con ultrasonido, Dureza Brinell in situ y el ensayo de Impact-Echo. Basado en esta experiencia se concluye, entre otros, que los ensayos de esclerómetro, carbonatación y ultrasonido en hormigón armado HA debería realizarse siempre como un trío. Además, para evaluar la vida útil restante se requieren ambos ensayos: carbonatación y la medición del recubrimiento mediante pacómetro. Finalmente se observa que la Dirección de Vialidad solicita cada vez más ensayos no destructivos por puente, dándole así mayor importancia a sus resultados.

Palabras clave: puentes, diagnóstico, ensayos no destructivos

Non-destructive testing is an indirect method that does not permanently damage or alter the properties of the structure under inspection. The UACH Laboratorio de Ingeniería de Puentes has performed more than 750 of these tests on Chilean bridges since 2012. The most commonly used tests have been the concrete rebound hammer, carbonation depth, rebar detector, ultrasonic concrete quality, in situ Brinell hardness, and the Impact-Echo test. Based on this experience, it is concluded, among others, that the rebound hammer, carbonation, and ultrasonic tests on concrete structures should always be performed as a trio. Furthermore, both tests are required to assess the remaining service life: carbonation and rebar detector measurement of the cover. Finally, it is noted that the Chilean Highway Administration is increasingly requesting non-destructive tests per bridge, thus giving greater importance to their results.

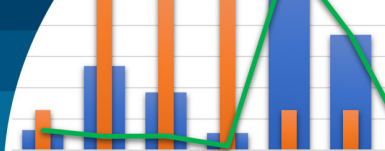
Keywords: bridges, diagnostics, non-destructive testing

Introducción

A diciembre 2021 Chile contaba con 6781 puentes bajo la tuición de la Dirección de Vialidad (Retamal *et al.*, 2022). Esta enorme cantidad de puentes se ha logrado a través de un continuo proceso de diseño y construcción de puentes a largo de la historia. Cabe destacar que el puente más antiguo que aún se encuentra operativo fue construido en 1910. Es así que gran parte de los puentes que hoy día se encuentran en servicio, no son recientes, sino que fueron construidos en distintos momentos durante los últimos 115 años.

Considerando que la vida útil económica que solicita el

Manual de Carreteras (MC-V3, 3.1004.101, MOP, 2022) es de 50 años y que en la práctica la vida útil técnica de puentes llega a 80 o 100 años, es evidente que gran cantidad de los puentes chilenos se encuentran en una avanzada edad de su vida. Surge entonces la preocupación sobre el estado de conservación de nuestros puentes más antiguos. Para determinar el estado de conservación de una estructura, ciertamente la herramienta más potente es la inspección visual realizada por personal calificado. Sin embargo, para un diagnóstico eficaz generalmente se requieren otros antecedentes que no son posibles levantar



visualmente y requieren la realización de ensayos.

En los últimos años, el Laboratorio de Ingeniería de Puentes de la Universidad Austral de Chile ha realizado más de 750 ensayos no destructivos en 31 puentes en Chile. Estos estudios han sido analizados en conjunto con la empresa PONTINEL SpA para determinar la utilidad, alcances y limitaciones de los ensayos no destructivos para el diagnóstico de puentes. En el presente artículo, se expone un resumen de este trabajo de investigación y sus principales conclusiones.

Métodos de ensayos no destructivos analizados

Según la definición de García (2007), los ensayos no destructivos son métodos indirectos que no dañan o alteran de forma permanente las propiedades físicas, químicas, mecánicas o dimensionales del material, parte o componente sujeto a inspección. Los ensayos no destructivos también se conocen como pruebas no destructivas y se abrevian con las siglas END.

Dentro de la Ingeniería Civil los END tienen una gran importancia en cuanto a inspección y monitoreo de estructuras. Ofrecen una ventaja sobre los clásicos métodos destructivos o invasivos, porque se pueden implementar

sin generar daños, ya sea en la etapa de construcción de las obras o estando en uso, permitiendo conocer el estado de los elementos internos y externos de las estructuras, ya sea su localización y/o caracterización de material, condiciones que no pueden ser visibles en la superficie, pero que afectan la durabilidad o rendimiento estructural.

Los métodos de ensayos no-destructivos se encuentran en constante desarrollo. Se mejoran algunos, se introducen nuevos y otros caen obsoletos (Hola, 2015). En otro trabajo de investigación realizado en nuestro laboratorio, hemos identificado 50 distintos tipos de END que teóricamente se pueden aplicar en puentes (Antiao, 2017). Estos ensayos se clasifican en la Figura 1.

Sin embargo, en la práctica no todos los ensayos no destructivos se utilizan con la misma frecuencia, ya sea por razones económicas o razones técnicas, como aplicabilidad, transporte o acceso. En la Tabla 1 se muestran los ensayos y sus cantidades que como Laboratorio de Ingeniería de Puentes efectivamente hemos realizado. Como se puede desprender de la tabla, son sólo 12 tipos de ensayos que se han solicitado para del diagnóstico de puentes. Antes de analizar los beneficios y desventajas según la experiencia obtenida, a continuación, se expone una breve descripción de cada uno de los 12 tipos de ensayos.

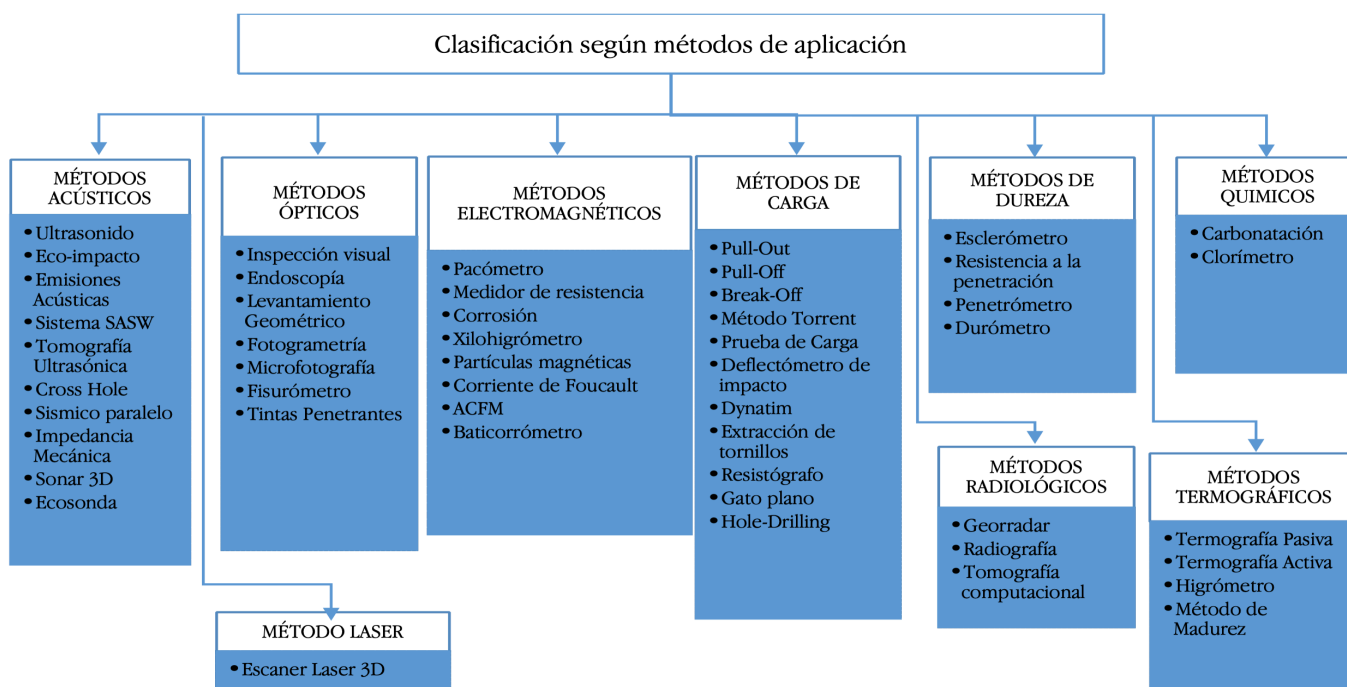


Figura 1: Clasificación de métodos y técnicas básicas de ensayos no destructivos END (Antiao, 2017)



Tabla 1: Ensayos y sus frecuencias ejecutados por el Laboratorio de Ingeniería de Puentes.

Tipo de ensayo		Cantidad de puentes	Cantidad de ensayos
Esclerómetro de hormigón		22 de 31	169
Profundidad de carbonatación	19 de 31	186	
Pacómetro	15 de 31	15 (global)	
Calidad de hormigón con ultrasonido	12 de 31	52	
Dureza Brinell in situ	11 de 31	42	
Impact-Echo	7 de 31	248	
Fotogrametría	7 de 31	24	
Fisurómetro	4 de 31	4 (global)	
Prueba de carga	4 de 31	4	
Espesores con ultrasonido	2 de 31	6	
Endoscopia		1 de 31	1
Termografía activa y pasiva		1 de 31	1

Esclerómetro de hormigón

La prueba está basada en el principio de que el rebote de una masa elástica depende de la dureza de la superficie sobre la que golpea la masa (Figura 2(a)). El rebote, o el índice esclerométrico (reducido por el factor de tiempo cuando aplica) se convierte en una resistencia a la compresión según el diagrama de conversión (Rudeli y Santilli, 2017). Se determina el rango de dispersión correspondiente y se establece el límite inferior de la resistencia. Con este límite inferior se clasifica el hormigón de acuerdo con la norma NCh170 (2016).

Profundidad de carbonatación

Es un ensayo químico que se utiliza para diagnóstico del hormigón. Se basa en cambios de color producidos en la superficie del hormigón por un indicador pH. Se emplea generalmente la sustancia fenolftaleína sobre el hormigón. Si se colorea violeta indica pH aceptable (no hay corrosión), pero si no varía de color, indica una carbonatación y el pH es menor a 9.2 (Figura 2). El ensayo permite estimar la profundidad de carbonatación y con eso la vida útil residual del elemento de hormigón armado. Para efectuar el ensayo es necesario realizar una intervención estructuralmente irrelevante y luego sellar la perforación.



Figura 2: a) Realización del ensayo con esclerómetro en el Puente Calle Calle 1, Valdivia y b) realización del ensayo de carbonatación en el Puente Quinchilca viejo, Los Lagos.

Pacómetro

Consiste en la detección electromagnética de armaduras. La sonda de búsqueda (Figura 3(a)) induce una corriente electromagnética en la armadura y mide su amplitud. La amplitud depende de la orientación, profundidad y tamaño de la barra. El cabezal de búsqueda es direccional y la señal máxima se obtiene cuando la barra está alineada con su eje. Tiene una precisión de ± 1 diámetro estándar de barra y de ± 3 mm para detectar el centro de la barra. Se utiliza para la medición del recubrimiento del hormigón, de los diámetros de barras y para la detección de la ubicación de las barras.

Calidad de hormigón con ultrasonido

Se basa en el principio de que la velocidad de pulso ultrasónico en un material depende de su densidad y sus propiedades elásticas, las cuales están relacionadas con la calidad y la resistencia a la compresión del hormigón. Las ondas ultrasónicas se introducen y reciben por medio de transductores acoplados a la superficie (Figura 3(b)). La velocidad se determina dividiendo el tiempo de recorrido entre la distancia entre transductores. Este ensayo proporciona información sobre la uniformidad del

hormigón, cavidades, grietas, defectos, espesor de losas y detección de huecos, conductos y grietas.



Figura 3: a) Realización del ensayo con Pacómetro en el Puente Trafampulli, Cunco y b) realización del ensayo con ultrasonido en el estribo de hormigón del Puente Caburgua.

Dureza Brinell in situ

Este ensayo consiste en la medición de la dureza superficial del acero utilizando equipos portátiles (Figura 4(a)) que se basan en el ensayo de rebote dinámico según Leeb, y se traducen a la escala de Brinell. Depende de otras propiedades como la elasticidad, la plasticidad y la cohesión y tiene una precisión de $\pm 0.5\%$. La dureza Brinell obtenida se puede convertir en la resistencia del acero a tracción según la normativa ISO 18265 (2013).

Impact-Echo

El método eco-impacto se basa en el seguimiento periódico de la llegada de las ondas elásticas reflejadas y permite obtener información sobre la profundidad de la interfaz de reflexión. Utiliza un transductor generador de impacto

para generar ondas elástico y que tiene acceso de un solo lado de la estructura (Figura 4(b)). Para la medición del espesor de hormigones se obtiene una precisión del 3% al estar calibrado. Se usa para la medición del espesor de pavimentos, revestimientos de asfalto, losas sobre el suelo y paredes. Detecta también la presencia y profundidad de vacíos, nidos y delaminaciones, entre otros.

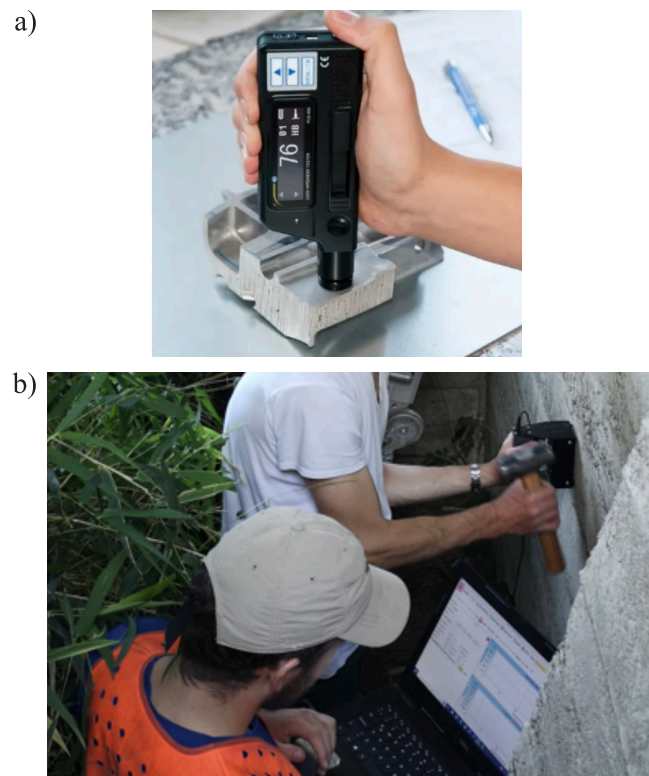


Figura 4: a) Ejemplo de un durómetro Leeb portátil y b) realización del ensayo eco impacto en el Puente Chirre, Entrelagos.

Fotogrametría

Técnica cuyo objetivo es el conocimiento de las dimensiones y posición de objetos en el espacio, a través de las medidas realizadas a partir de la intersección de dos o más fotografías y el modelo digital del terreno correspondiente al lugar representado. El concepto de fotogrametría es: “medir sobre fotos” (Figura 5(a)). Las fotografías se pueden obtener de forma aérea o a nivel del suelo. La precisión depende del tamaño de la fotografía y el pixel, a mayor tamaño de pixel se obtiene menor precisión.

Fisurómetro

Utiliza un microscopio de medición de alta definición que es usado para medir los anchos de grietas en estructuras



de hormigón y otras como muros de albañilería. Tiene una propia fuente de luz ajustable para condiciones oscuras. El microscopio operado por baterías tiene una magnificación (aumento) de 40x (Figura 5(b)). Posee una escala del ocular para alinear con la dirección de la grieta bajo examen. El ancho máximo de medida es de 4 mm, dividido en segmentos de 0.2 mm, los cuales se subdividen en partes iguales de 0.02 mm (Ramírez *et al.*, 2017).

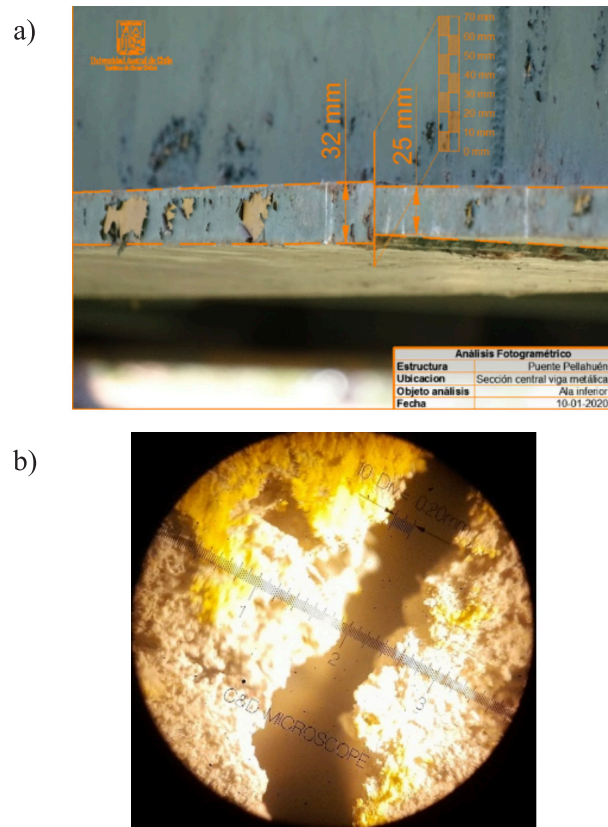


Figura 5: a) Ejemplo del uso de la fotogrametría para determinar el espesor del ala inferior del Puente Pellahuen y b) ejemplo de la medición del ancho de una fisura en el Puente Calle Calle 1, Valdivia

Prueba de carga

La prueba de carga es un conjunto de operaciones consistente en la reproducción de uno o varios estados de carga, con objeto de medir ciertos valores y compararlos con aquellos teóricamente esperados. Sirve para confirmar que una estructura se comporta de acuerdo al proyecto y/o estado de conservación pronosticado. Dada la pequeña magnitud de los valores y la alta exactitud necesaria, se requiere sensores de desplazamiento, extensómetros, acelerómetros y otros artefactos para realizar las mediciones (Figura 6(a)).

Espesores de acero con ultrasonido

Al igual que el ultrasonido para hormigones, este ensayo se basa en principio de que la velocidad de pulso ultrasónico en un material depende de su densidad y sus propiedades elásticas. Una vez calibrado el aparato en el acero a ensayar, entrega resultados con gran exactitud y rapidez. Se usa para medir el espesor de aceros que no tienen acceso de ambos lados, como perfiles huecos (Figura 6(b)), almas de vigas doble T, cajones, etc.

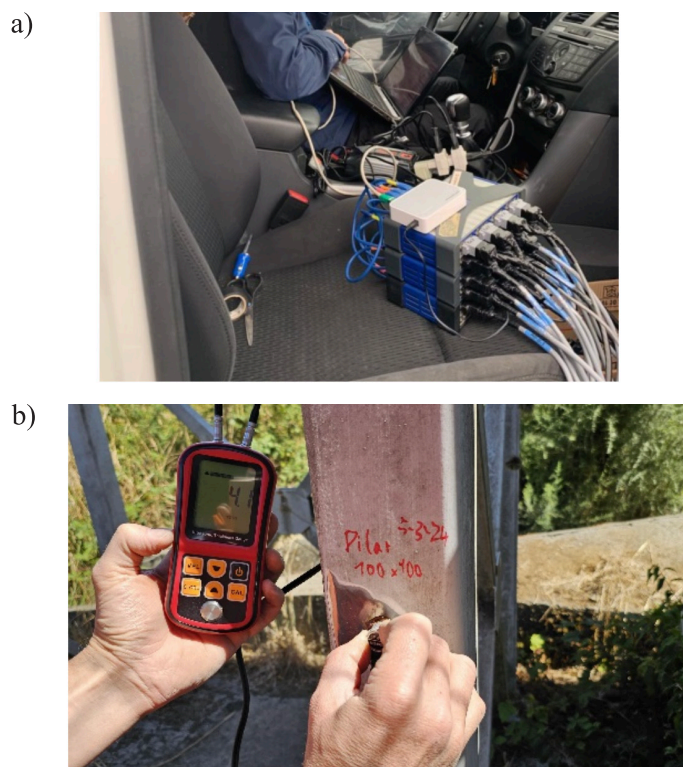
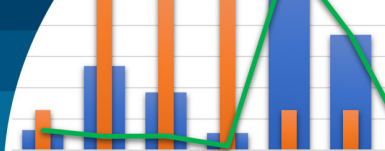


Figura 6: a) Equipo de adquisición de datos usado durante la prueba de carga del Puente Colgante Exploradores, Puerto Río Tranquilo y b) ejemplo de aplicación de la medición de espesor con ultrasonido en la pasarela Ragñintuleufu, Nueva Imperial

Endoscopía

La endoscopía consiste en la observación indirecta del interior de un elemento estructural, a través de una perforación practicada o existente, que permita inspeccionarlo visualmente. La imagen se transmite por medio de paquetes de fibra óptica, pasando por el tubo, la cámara, el vídeo sistema de proyección, o lentes (Figura 7). Las categorías básicas son rígidas o flexibles, según la configuración del tubo. Los boroscopios más utilizados hoy en día son: boroscopios de fibra óptica, boroscopios de cámara, boroscopios de lente y microscopios. Está



limitado por obstrucciones visuales, que pueden deberse a iluminación, acceso u obstrucción.

Termografía activa y pasiva

La termografía pasiva estudia las diferencias de la radiación infrarroja natural entre diferentes zonas del objeto en estudio, que reflejen distintas materialidades, espesores u otras características ocultas a la vista (Figuras 7(a) y 7(b)). En la termografía activa se utilizan fuentes de calor adicionales que para provocar mayores diferencias de temperatura entre diferentes zonas de los materiales de forma que se acentúan las irregularidades internas (grietas, filtraciones, diferentes materiales ocultos) no detectables mediante termografía pasiva. Permite la inspección rápida en obras de amplias zonas de forma no invasiva. Se usa para la localización de humedades, huecos y grietas, detección de delaminación, de diferentes materiales, análisis de pinturas, estado de materiales, etc.

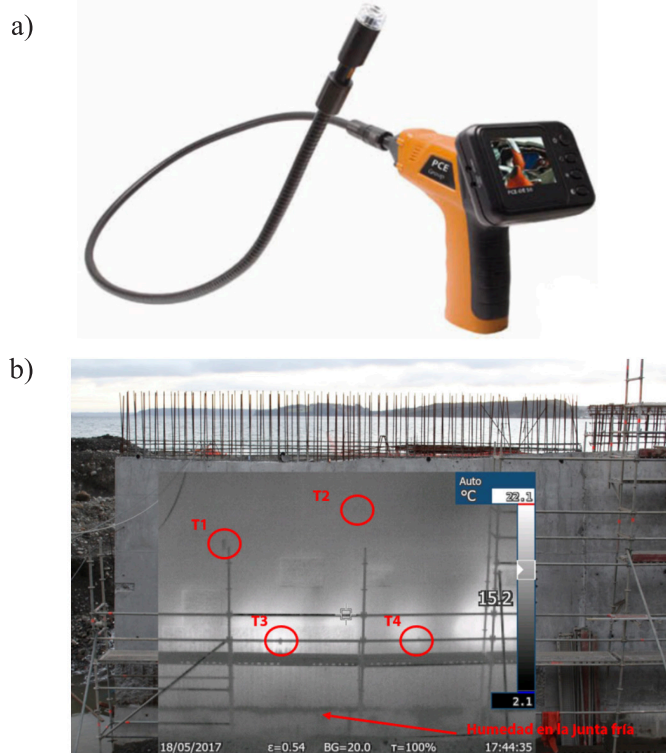


Figura 7: a) Imagen de un boroscopio de fibra óptica y cámara y b) ejemplo de aplicación de la termografía activa en un muro de HA, costanera Ruta 7, Puerto Montt.

Resultados

En base al análisis de los ensayos END realizados, se obtienen resultados clasificados en dos aspectos:

- 1) Evaluación cuantitativa de los ensayos realizados
- y 2) Evaluación cualitativa de los tipos de ensayos, reconociendo sus beneficios y limitaciones.

Evaluación cuantitativa

El gráfico de la Figura 8 resume la cantidad de ensayos realizados por el Laboratorio de Ingeniería de Puentes de la UACH desde el año 2012. Como se puede ver, la cantidad de puentes ensayados por año se mantiene relativamente constante (2.6 por año), sin embargo, la cantidad de ensayos por puente va en aumento. En los años 2012 a 2015, el promedio era 8.5 ensayos por puente, mientras entre 2020 y 2023 el promedio subió a 36.4.

Las Tablas 1 y 2 muestran las frecuencias con las que se solicitaron los distintos tipos de END a lo largo de los años. Considerando la cantidad de puentes en los que se realizan los ensayos, los 5 tipos más solicitados son: Esclerómetro de hormigón, Profundidad de carbonatación, Pacómetro, Calidad de hormigón con ultrasonido y Dureza Brinell in situ. Si se considera la cantidad absoluta total de ensayos realizados, se repiten los mismos ensayos, añadiendo, en primer lugar, el ensayo de Impact-Echo. En general, esta distribución se mantiene constante a lo largo de los años. No obstante, es posible notar un aumento de los ensayos de Dureza Brinell y Fisurómetro en los últimos años.

Evaluación cualitativa

Basado en nuestra experiencia, los distintos tipos de ensayos son especialmente beneficiosos en las siguientes condiciones:

- Esclerómetro: Ensayo estándar para conocer el grado del hormigón, es posible calibrarlo para compensar el efecto de carbonatación, debe acompañarse por el ensayo de carbonatación
- Carbonatación: Ensayo imprescindible para evaluar la vida útil restante del hormigón, debe acompañarse por el ensayo con pacómetro para medir el recubrimiento
- Ultrasonido HA: permite evaluar la calidad del hormigón en un área y profundidad mayor que el esclerómetro, no es muy útil si se realiza sólo, idealmente complementa el ensayo esclerométrico
- Pacómetro: es muy exacto para ubicar la armadura

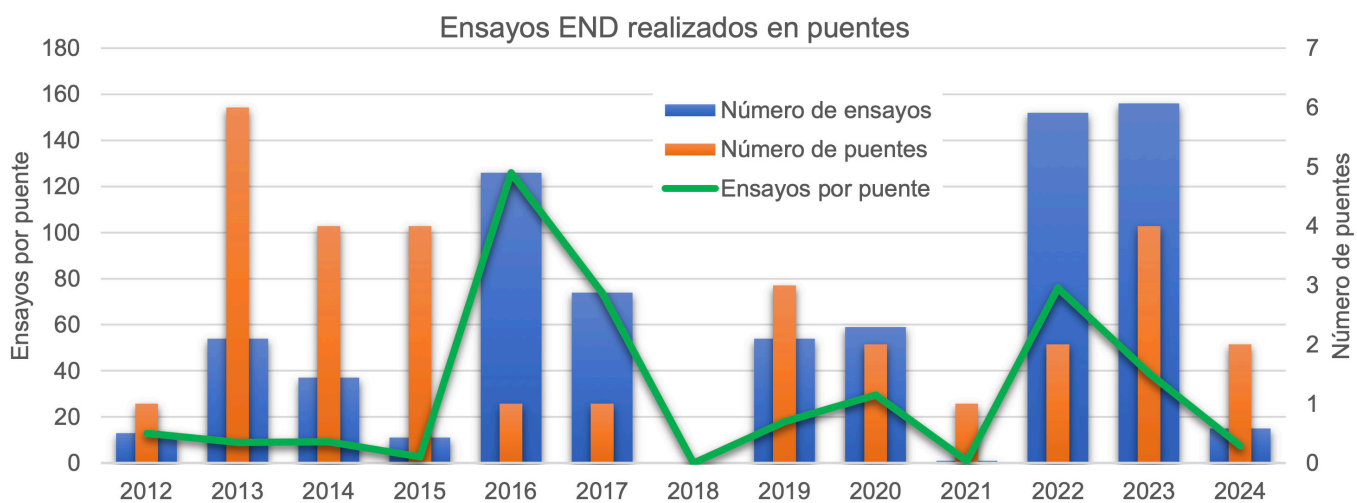


Figura 8. Ensayos END realizados en puentes por el Laboratorio de Ingeniería de Puentes de la UACH

Tabla 2: Ensayos según tipo, realizados por el Laboratorio de Ingeniería de Puentes de la UACH.

	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2019	2020	2021	2022	2023	2024	Suma
Esclerómetro	6	13	17		3	32	16	17		42	21	2	169
Carbonatación	6	13	10			32	16	17		42	50		186
Pacómetro		3	2	3		1	2			2	2		15 (global)
Ultrasonido HA		13	6				16	17					52
Brinell		3	2			4	3	4		16		10	42
Impact-Echo					119					48	81		248
Fotogrametría		9		6		5		4					24
Fisurómetro										2	2		4 (global)
Prueba de carga	1			1			1		1				4
Ultrasonido acero					3							3	6
Endoscopia				1									1
Termografía					1								1

y determinar su recubrimiento cuando el diámetro es conocido, cuando no es conocido requiere mucha experiencia para hallar resultados correctos, solamente permite detectar la primera capa de la armadura, solamente mide bien armadura hasta unos 8 cm bajo superficie, no distingue barras que están muy juntas, a pesar de todas estas limitaciones, es actualmente el método más utilizado cuando se requiere levantar de forma no destructiva la armadura del puente completo

- Brinell: Método excelente para determinar el grado de

acero, dado que los aceros se clasifican en grados bien marcados, se ha usado también en barras de armadura expuestas

- Impact-Echo: método muy rápido y exacto para medir el espesor de losas y muros de hormigón, sin problemas hasta 50 cm de espesor, requiere experiencia para espesores mayores
- Fotogrametría: la mejor forma del levantamiento geométrico de un puente, es decir, crear planos *as-built* donde no existen, es con medición directa manual



(huincha, vernier, nivel, etc.), entonces, algunos elementos de difícil acceso pueden ser determinados mediante fotogrametría, requiere fotos de alta resolución y de un ángulo adecuado

- Fisurómetro: la posibilidad de medir con gran exactitud el espesor de fisuras tiene especial importancia a la hora de monitorear fisuras sobre un periodo de tiempo, para una inspección única solamente interesa si la fisura supera los 0.2 mm de ancho o no, lo cual puede ser medido con regla de fisuras más rápido
- Prueba de carga: es un método que requiere un estudio propio, con proyecto, cálculos y análisis posteriores, es muy potente para evaluar el estado real de conservación de un puente, generalmente se piden en consecuencia de una primera evaluación del puente
- Ultrasonido acero: mide con gran exactitud y rapidez el espesor de acero que no cuenta con acceso de ambos lados (almas de vigas doble-T, perfiles huecos, chapas de piso, tubos yoder, etc.)
- Endoscopia: sobre todo en puentes no convencionales, donde hay espacios cerrados puede hacerse una perforación para introducir el boroscopio
- Termografía: su gran fuerte es que funciona sin contacto (a distancia) y entrega resultados inmediatos, detecta vacíos, desprendimientos y delaminaciones en el hormigón

Sumando las posibilidades descritas se concluye que los END también permiten confeccionar planos *as-built*, con información de geometría y de materiales de un puente del cual se perdió esta información.

Conclusiones

En base al trabajo desarrollado, se derivan las siguientes conclusiones.

1. Al ser no destructivos, todos los métodos presentados tienen la crucial ventaja de no alterar el puente en estudio.
2. El aumento de ensayos por puente en los últimos años indica que la Dirección de Vialidad le da cada vez más importancia a la información levantada con

ensayos no destructivos.

3. Los ensayos de esclerómetro, carbonatación y ultrasonido en HA deberían realizarse siempre como un “paquete”, dado que la correcta interpretación de uno de ellos se beneficia mucho con la información de los otros ensayos. Por ejemplo, el ultrasonido permite extrapolar los resultados puntuales del esclerómetro y la carbonatación permite calibrar por edad al esclerómetro.
4. Para la evaluación de la vida útil restante de un puente de HA se requieren los dos ensayos: carbonatación y la medición del recubrimiento mediante pacómetro.
5. En estructuras de acero o puentes mixtos, los ensayos de Brinell in situ y de ultrasonido permiten levantar la geometría y la materialidad.
6. El fisurómetro es especialmente útil en el monitoreo de fisuras existente a lo largo el tiempo.
7. La termografía pasiva y activa funciona a distancia y por eso promete gran utilidad en el ámbito de puentes, pero ha sido usado demasiado poco para dar conclusiones definitivas

Agradecimientos

Este estudio fue financiado y apoyado por la empresa PONTINEL SpA en el marco de su colaboración con la Universidad Austral de Chile.

Referencias

- Antiao, J. (2017). Estado del arte de los ensayos no destructivos en la ingeniería civil y diseño de un programa de ensayos para el Puente Calle Calle 1, Valdivia. Laboratorio de Ingeniería de Puentes, Universidad Austral de Chile
- García, A.R. (2007). *Fundamentos a los ensayos no destructivos*. Instituto Mexicano de Ensayos No Destructivos, México
- Hoła, J., Bien, J., Sadowski, L. and Schabowicz, K. (2015). Non-destructive and semi-destructive diagnostics of concrete structures in assessment of their durability. *Bulletin of the Polish Academy of Sciences: Technical Sciences* 63(1), 87-96



ISO 18265 (2013). *Metallic materials — Conversion of hardness values*. Geneva, Switzerland

MOP (2022). *Instrucciones y criterios de diseño. Manual de Carreteras, Volumen 3*. Ministerio de Obras Públicas, Santiago, Chile

NCh170 (2016). *Hormigón - Requisitos generales*. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile

Ramírez, R., Chagoyén, E. y Martirena, J.F. (2017). Caracterización de cambios de volumen en hormigones producidos en Cuba y sus aplicaciones. *Obras y Proyectos* **22**, 18-30

Retamal, J., Márquez, M. y Bianchi, E. (2022). *Plan de puentes 2020 – 2030*. Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas, Registro de Propiedad Intelectual N° 2022-A-3364, Santiago, Chile.

Rudeli, N. y Santilli, A. (2017). Medición de resistencia a tempranas edades del hormigón: método que mejor se ajusta para la determinación de tiempos mínimos de desencofrado de elementos verticales de hormigón. *Obras y Proyectos* **22**, 6-16

Aprovechamiento de residuos de procesos como material para capas de pavimentos

Utilization of process waste as material for pavement layers

Fecha de entrega: 24 de julio 2025

Fecha de aceptación: 2 de septiembre 2025

Julián Rivera¹, Ignacio Zapata Ferrero¹, Luis Delbono¹, Luis Aguayo², Valentina Fuentes² y Álvaro González²

¹ LEMaC Centro de Investigaciones Viales UTN FRLP – CIC PBA Calle 60 y 124, B1923 La Plata, Provincia de Buenos Aires, Argentina, jrivera@frlp.utn.edu.ar (<https://orcid.org/0000-0001-7391-4469>), izapata@frlp.utn.edu.ar (<https://orcid.org/0000-0002-8779-4645>), hdelbono@frlp.utn.edu.ar (<https://orcid.org/0000-0002-2601-3470>)

² Pontificia Universidad Católica de Chile, Escuela de Ingeniería, Av. Vicuña Mackenna 4860, Macúl, Región Metropolitana de Santiago, Chile, laaguayo@uc.cl, vtfuentes@uc.cl, algonzav@uc.cl (<https://orcid.org/0000-0002-0353-8581>)

El artículo aborda, a partir de experiencias propias de los autores, el uso de residuos de procesos industriales y no industriales en obras viales, con énfasis en su aplicación en vías de bajo volumen de tránsito. Se presentan varios casos de estudio sobre el mejoramiento de suelos de subrasante, estabilización y capas de cobertura, con diferentes residuos; como escoria de alto horno, catalizadores agotados, barbijos triturados, lignina, entre otros. El artículo destaca la importancia de realizar mediciones y ensayos adecuados para evaluar la compatibilidad y eficacia de los materiales. Además, resalta la necesidad de considerar factores ambientales y logísticos en el uso de residuos. Finalmente, que la alternativa puede ser una solución viable y sostenible, especialmente si se optimizan los recursos locales y se minimizan las distancias de transporte.

Palabras clave: reutilización de residuos, estabilización, asfalto modificado

Based on the authors' own experiences, this article addresses the use of industrial and non-industrial process waste in roadworks, with an emphasis on its application on low-traffic roads. Several case studies are presented on the improvement of subgrade soils, stabilization, and cover layers, using various waste materials, such as blast furnace slag, spent catalysts, crushed chin straps, lignin, among others. The article highlights the importance of conducting appropriate measurements and testing to evaluate the compatibility and effectiveness of materials. It also emphasizes the need to consider environmental and logistical factors when using waste. Finally, it emphasizes that this alternative can be a viable and sustainable solution, especially if local resources are optimized and transportation distances are minimized.

Keywords: waste reuse, stabilization, modified asphalt

Introducción

El empleo de residuos en la obra vial posee un amplio espectro de características que pueden llevar a numerosas consideraciones. A fin de acotar la temática, en el presente artículo se analizan solo aquellos casos en los que el residuo proviene de algún proceso. Por otro lado, debido a condicionantes que puede introducir el análisis en vías con solicitaciones de tránsito de importancia, se aborda la temática solo para vías de bajo volumen de tránsito; comprendiéndolas como aquellas que no superan una

solicitación de tránsito dada, de acuerdo con el paso de ejes por sobre el pavimento (AASHTO, 1993). Lo mencionado se suele implementar por medio de un eje representativo, al cual el resto de las configuraciones se transforman de manera equivalente en cuanto a su poder destructivo sobre el pavimento (existen otros criterios, como el de espectro de carga). De manera mayoritaria, en la región ese eje es del tipo simple dual y con una carga total de 80 kN. Así, un pavimento en una vía de bajo volumen de tránsito no superaría la solicitud de 1.000.000 de ejes equivalentes

durante su vida útil, o que, al ser tratada superficialmente, pero no pavimentada, no superaría los 100.000 ejes equivalentes (AASHTO, 1993; NCHRP, 2004).

Por lo expresado, existe un alcance limitado de las recomendaciones que surjan del artículo; no obstante, los conceptos involucrados son de utilidad para otros tipos de vialidades.

Existen modos de clasificar a los residuos en la actualidad. En función de esa clasificación será la manera de agruparlos e identificarlos. Como la finalidad de este artículo no es la de profundizar en dicho aspecto, se instrumenta una clasificación básica, para simplificar la exposición de ideas. Se recomienda a los interesados en un análisis más acabado, recurrir a fuentes que aborden el tema de manera específica.

Así, se puede agrupar a los residuos de interés bajo dos categorías. Una de ellas es la de residuos de construcción y demolición (RCD) que involucra por ejemplo el hormigón triturado, o el material recuperado de pavimento asfáltico (RAP). La otra categoría abarca aquellos residuos provenientes de algún proceso (RP) no necesariamente “productivo” ni “industrial”, cuenten con algún tratamiento posterior a ese proceso o no; como puede ser la lignina que es un biopolímero natural presente en las paredes celulares de las plantas y que proviene de procesos de la industria forestal. Sin querer ser exhaustivo, el artículo apunta justamente a este último grupo de residuos; no obstante, se citan algunos ejemplos en los cuales se utilizan en forma combinada con RCD.

Metodología

A los efectos de este artículo se consideran aquí las determinaciones sobre los materiales que buscan establecer las características de los desarrollos y sus aplicaciones en cuanto a sus aspectos tecnológicos (compatibilidad entre materiales, no existencia de cambios volumétricos, baja erosionabilidad) y de respuesta estructural. Como un ejemplo de la última, para los materiales granulares (no ligados) su valoración directa en laboratorio se puede obtener con el ensayo de módulo resiliente (Figura 1(a)) y en obra con un *light weight deflectometer* (Figura 1(b)); demostrando que se trata de equipos que se corresponden con las disponibilidades de recursos de centros de referencia.

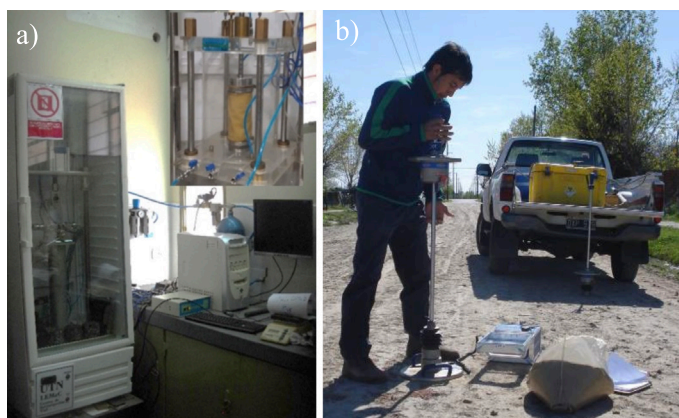


Figura 1: a) Equipo de módulo resiliente y b) *light weight deflectometer* del LEMaC

En cambio, de manera indirecta estas respuestas pueden obtenerse con el ensayo de valor soporte relativo (VSR) en el laboratorio (Figura 2(a)) o en obra con el VSR in situ (Figura 2(b)) o con el penetrómetro dinámico de cono (DCP) (Figura 2(c)); consistentes posiblemente con disponibilidades menores.

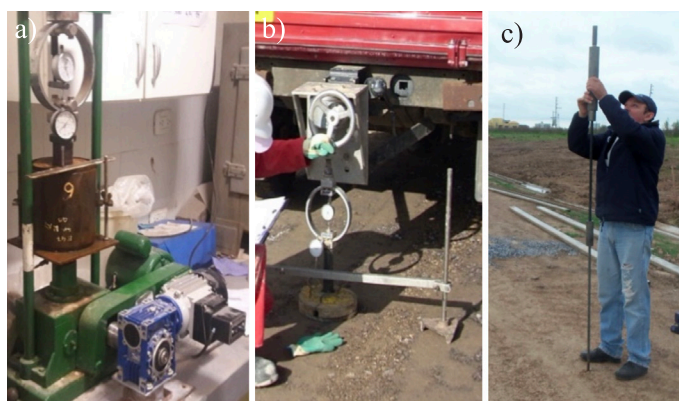


Figura 2: a) VSR en laboratorio, b) VSR in situ y c) DCP

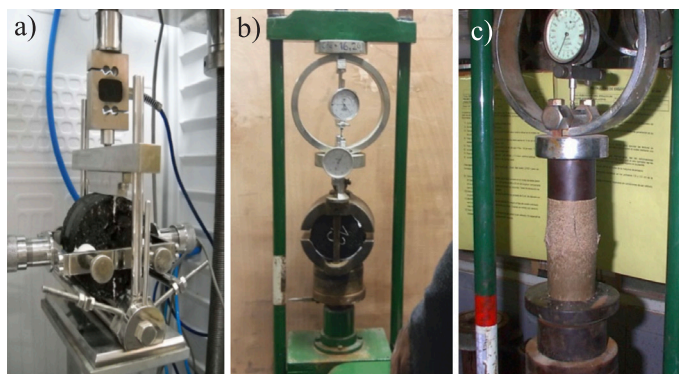


Figura 3: a) Módulo dinámico, b) Marshall y c) RCI

Algo similar sucede con los materiales ligados, en los que la medición directa de las respuestas estructurales puede

realizarse con un equipo de ensayo de laboratorio para determinar módulo dinámico como se muestra en la Figura 3(a); y la indirecta con ensayos Marshall en materiales con ligantes asfálticos (Figura 3(b)) y de resistencia a compresión no confinada (RCI) en materiales con ligantes hidráulicos (Figura 3(c)).

Algo análogo sucede con todas aquellas caracterizaciones relacionadas con los aspectos tecnológicos citados. Por todo esto, resulta necesario analizar para la escala del problema la escala de la sistemática de medición; y ver de este modo si se realizan en laboratorios menores o centros de referencia.

Como aplicación de lo mencionado, se cita la aplicación de una serie de residuos en busca del mejoramiento y estabilización de suelos de subrasante y capas de cobertura, como se presenta en la Tabla 1.

Tabla 1: Residuos utilizados, objetivo de mejoramiento y metodología implementado para obtención de resultados comparables

Residuo	Mejoramiento	Metodología
Residuo del lavado de arenas	Mejoramiento de los suelos de subrasante	Parámetros de compactación (Proctor) y VSR
Desgomado de soja	Mejoramiento de los suelos de subrasante	Ensayo adaptado por LEMaC (erosionabilidad)
Escoria de alto horno	Estabilización de los suelos de subrasante	Parámetros de compactación (Proctor) y VSR
Catalizadores agotados	Estabilización de los suelos de subrasante	Determinación de RCI
Barbijos triturados	Estabilización de los suelos de subrasante	VSR
Arcilla agotada de un lecho percolador	Capas de coberturas	Procedimiento Marshall modificado adaptado por el LEMaC
RAP de aceite	Capas de coberturas	Procedimiento Marshall modificado adaptado por el LEMaC
Lignina como modificador de asfalto	Capas de coberturas	Diseño Marshall tradicional / Ensayo tensile strength ratio (TSR)

El mejoramiento y estabilización de suelos de subrasante se refiere a técnicas aplicadas para mejorar las propiedades de los suelos donde se construyen carreteras u otras infraestructuras. Estas técnicas son fundamentales en ingeniería civil, especialmente en proyectos de infraestructura vial, para garantizar que el suelo soporte las

cargas y condiciones ambientales a las que estará expuesto.

Por otra parte, la capa de cobertura, o capa de rodadura, en contacto directo con el tránsito vehicular, tiene un papel crucial en el rendimiento, la seguridad y la durabilidad de una carretera o vía.

Resultados

Residuo de lavado de arenas

Como caso de mejora de los suelos arcillosos, se cita aquel en el que se incorpora a un suelo A-7-5 de la zona de Olavarría (provincia de Buenos Aires), un material fino residual proveniente del lavado de arenas de trituración graníticas de una cantera de la zona (Loza Panozo *et al.*, 2020). Ese residuo es en cantera un pasivo ambiental, por lo cual el encontrar un destino como el citado resulta sumamente atractivo (Figura 4). Por ello, se estudia de modo sencillo cómo ante incrementos del contenido del residuo en su mezcla con el suelo plástico, se modifican los parámetros de compactación adoptables en obra y luego, mediante el ensayo de VSR, la respuesta estructural esperable, Tabla 2; con un contenido óptimo del residuo del 10 %. Se observa cómo partiendo de una baja aptitud vial del suelo solo, representada por un VSR de 2.5 %, se alcanzan valores de respuestas aceptables para una subrasante mejorada de VSR del 7.1 %. También cabe analizar cómo porcentajes mayores de empleo del residuo vuelven a dar por resultado VSR por debajo de ese máximo, lo cual ratifica lo expresado en cuanto a la necesidad de medir para posibilitar la instrumentación de alternativas óptimas de empleo.



Figura 4: Residuo del lavado de arenas



Tabla 2. Resultados de VSR de la mezcla vs % residuo del lavado de arenas

Residuo, %	VSR, %	D. seca máx., g/cm ³
0	2.5	1.764
5	5.3	1.776
10	7.1	1.788
20	6.2	1.798
30	5.3	1.790

Desgomado de soja

Este material, residual de la extracción del aceite de soja, es distribuido diluido en un 60% de agua, Figura 5, generándose lo que se da a llamar como la Dosis Oficial (D) de aplicación; que implica 11.4 g de residuo cada 1000 g de peso de suelo seco tratado. Esta dosis y su doble (Dx2) se analizan como paliativos de polvo para un suelo arenoso A-2-4; para lo cual se usa un ensayo adaptado por el LEMaC de uno desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, Figura 6 (LEMaC, 2019).



Figura 5: Distribución en obra de la dilución de desgomado de soja



Figura 6: Equipo adaptado por el LEMaC para el control de paliativos de polvo

Mediante este análisis se establece que el empleo de la Dosis Oficial disminuye la erosionabilidad del material por debajo de un 50 %, y que no es de utilidad incrementarla a los efectos de mejores resultados; tal cual puede observarse de los resultados de la Tabla 3.

Tabla 3: Pérdida por erosión vs dosis de desgomado de soja

Situación	Pérdida por erosión, g
A (Patrón)	26.8
A+D (Patrón más aditivo)	10.9
A+D x 2 (Patrón más el doble de aditivo)	11.0

Escoria de alto horno

Este material presenta una granulometría que pasa el 100 % el Tamiz de 1”, en aproximadamente el 97 % el Tamiz de ¾”, en un 25 % el Tamiz de ½” y no registra pasante en el Tamiz N° 4; por lo cual permite generar una adecuada curva granulométrica al ser mezclado en un 60% con el suelo de la subrasante. Se obtiene así un material que presenta a una densidad seca máxima de 1.904 g/cm³ y una humedad óptima del 18% y un VSR del 97%, lo cual se ubica por encima del 80% establecido por DNV para una base de pavimentos de este tipo de material (DNV, 1998). A lo establecido, se debe agregar, complementariamente, un incremento a registrarse en el tiempo en la capa tratada debido al efecto cementante retardado que este tipo de residuos suele presentar.

Catalizadores agotados

Por medio de las determinaciones de RCI en diversas mezclas con contenido de catalizadores agotados, se desprende que este residuo puede ser empleado en una proporción del 25% mezclado con un suelo natural plástico, más un 7% de cemento; porcentaje levemente por debajo del habitual debido a que el residuo debe ser tratado con materiales hidráulicos para contar con su aprobación para el traslado desde la planta en la cual se genera. De este modo se trata de un aprovechamiento doble, es decir, del residuo en sí y del material con el cual tiene que ser tratado por razones ambientales.

Barbijos triturados

Mediante la técnica de uso de barbijos triturados se establecieron los contenidos óptimos a ser utilizados a partir de los resultados de VSR obtenidos en tres tipologías de suelos volcados en la Tabla 4 (Rivera *et al.*, 2022). A manera de ejemplo, se llegó a establecer que una capa de suelo estabilizada en los espesores habituales podía llegar a incorporar entre 1.500.000 y 2.000.000 de barbijos por cuadra.

Tabla 4: Resultados de estabilización de tres suelos con barbijos triturados

Porcentaje barbijos, %	VSR no embebido, %		
	A-2-4	A-4	A-6
0.00	20.2	19.9	9.8
0.50	24.0	20.2	9.9
1.00	24.9	20.8	10.0
1.50	34.2	29.5	10.5
2.00	48.3	25.4	15.7
2.50	34.4	20.1	13.0
3.00	34.4	17.7	11.1

Arcilla agotada de un lecho percolador

Utilizada en mezclas asfálticas en frío en un porcentaje óptimo de aproximadamente un 10%, lo que permite reducir en un 1% el contenido de residuo asfáltico necesario de la correspondiente emulsión asfáltica empleada por su contenido de hidrocarburos; alcanzándose una estabilidad ante el ensayo Marshall de aproximadamente 4.5 kN, más que aceptable para la finalidad buscada.

RAP más residuo aceitoso

Los residuos de RAP se utilizan como capa de cobertura en diversos municipios de la provincia de Buenos Aires (Rivera *et al.*, 2020). En estos casos se ha establecido como una opción óptima su mezclado en la tolva de una terminadora, más el aporte de calor con la plancha del sinfin en la salida de ésta, generándose una mezcla que se compacta a aproximadamente 60°C.

Mediante esta experiencia se analiza la incorporación al RAP de aceite usado en motores industriales, aceite comestible usado de la industria alimenticia y el desgomado de soja. Se arriba a los coeficientes estructurales considerables mediante la guía AASHTO93 para el diseño de los pavimentos (AASHTO, 1993), a partir de ensayos Marshall adaptados a las circunstancias, que se muestran en

Tabla 5: Coeficientes estructurales alcanzados en mezclas de RAP y residuos aceitosos

Dosificación	Coefficiente de aporte estructural, 1/pulg
100 % RAP	0.18
100 % RAP + 1% aceite usado de autos	0.23
100 % RAP + 1% aceite comestible usado	0.20
100 % RAP + 3% desgomado de soja	0.19

la Tabla 5. A manera de ejemplo comparativo, cabe señalar que un tratamiento superficial simple en aproximadamente 25 mm de espesor presentaría un coeficiente de aporte estructural asociado de 0.16 1/pulg.

Lignina como modificador de asfalto

Como se observa en la Tabla 6 la resistencia húmeda aumenta con la incorporación de lignina residual a una mezcla asfáltica, mientras la resistencia seca disminuyó. Cabe decir que ambas mezclas tienen distinto porcentaje de asfalto en donde la muestra original (patrón) contiene 5.1%. Por otra parte, la muestra de asfalto modificada con asfalto más lignina posee un 6.0%, pero al mismo tiempo es importante recalcar de que el porcentaje propio de asfalto en la mezcla modificada corresponde a un 4.8% y la lignina a un 1.2%. Como resultado comparativo entre la situación de uso de asfalto original se presentan los resultados de cálculo de la relación de resistencia a la tensión TSR (Segura *et al.*, 2023) según la información presentada en la Tabla 6.

- TSR con asfalto original: 65
- TSR con asfalto modificado con lignina: 73

Tabla 6: Resultados asfalto original y asfalto modificado con lignina

Mezcla	Stm (R.H.)	Std (R.S.)
Original	745	1145
Modificada	790	1085

Conclusiones

Como conclusiones de los diversos aspectos volcados en el presente artículo, se mencionan las siguientes:

- Debe analizarse la compatibilidad y conveniencia de empleo de un residuo para cada tipo de solución en particular a desarrollarse; porque ciertos residuos solo pueden ser utilizados de manera combinada con ciertos materiales para ciertas finalidades en específico. En resumen, no se deben generalizar conclusiones de un caso a la totalidad de las circunstancias dables de presentarse.
- Las soluciones óptimas van en utilizar en mayor grado materiales locales y residuos de actividades cercanas,



para de ese modo disminuir al máximo las distancias de transporte implicadas y facilitar la posibilidad de arribar a adecuadas ecuaciones técnico-económicas.

- El volumen de producción del residuo debe ser acorde a la disponibilidad lógica de su almacenamiento y a las capacidades existentes en cuanto a su ritmo de empleo.
- Desde el punto de vista vial, es necesario diseñar en función de mediciones que se realicen adaptadas a las problemáticas, por lo que pueden verse implicados ensayos del tipo convencional o no.
- La utilización de residuos requiere del análisis adicional de requisitos ambientales que pueden ser de diversa índole e importancia, de acuerdo con las características propias del residuo, la necesidad de su traslado y la aplicación en particular que se prevea.
- El desarrollo de la totalidad de las tareas que implican iniciativas como las abordadas puede ser realizado por la instancia que tenga injerencia en las obras, pero es posible que en muchas oportunidades se requiera además diversos grados de intervención de algún centro de referencia en la temática.

NCHRP (2004). Guide for mechanistic-empirical design of new and rehabilitated pavement structures. National Cooperative Highway Research Program 1-47A Report. Transportation Research Board, National Research Council, Washington DC, USA

Rivera, J., Zapata, I. y Battista, N. (2022). Mejora de suelos finos viales con residuo de barbijos triturados. *Carreteras* 236(4), 73-75

Rivera, J., Barbeito, S. y Porro, A. (2020). Empleo de RAP y residuos aceitosos como pavimento a bajas temperaturas para bajo tránsito. *Revista Vial* 133, 18-20

Segura, A., Botasso, G., Raggiotti, B., Zapata, I. y Rebollo, O. (2023). Valoración inicial de mezclas asfálticas retardante de fisuras reflejas elaboradas con asfaltos con alta incorporación de NFU. *Obras y Proyectos* 34, 18-28

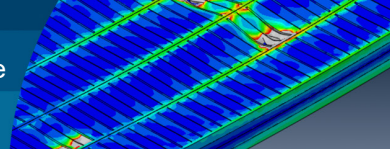
Referencias

AASHTO (1993). Guide for design of pavement pavement structures. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington DC, USA

DNV (1998). Pliego de especificaciones técnicas generales. Dirección Nacional de Vialidad de Argentina.

LEMaC (2019). Guía de metodologías y procedimientos para uso vial desarrollados en el LEMaC – Centro de Investigaciones Viales. Editorial edUTecNe, Facultad Regional La Plata, Universidad Tecnológica Nacional de Argentina.

Loza Panozo, J., Brizuela, L. y de Abajo Freire, N. (2020). Análisis de suelos estabilizados con filler residuo de trituración de rocas de la zona de Olavarría. Exposición tesis de Becarios de Investigación 2019 – LEMaC, , Universidad Tecnológica Nacional, La Plata, Argentina, Número 14, 13-18



Análisis de factibilidad sobre la reutilización de plataformas de industrias pesqueras para puentes provisorios

Feasibility analysis on the reuse of fishing industry platforms for temporary bridges

Fecha de entrega: 24 de julio 2025

Fecha de aceptación: 3 de septiembre 2025

Wilson Zavala y Frank Schanack

Universidad Austral de Chile, General Lagos 2086, Valdivia, Chile, wilson.zavala@alumnos.uach.cl, frank.schanack@uach.cl

Este trabajo evalúa la factibilidad técnica de reutilizar plataformas industriales pesqueras como puentes temporales en zonas rurales de Chile. Se utilizó un software de elementos finitos para modelar y analizar el comportamiento estructural de las plataformas bajo cargas vehiculares y peatonales, en conformidad con la normativa AASHTO LRFD. Las plataformas fueron sometidas a distintas combinaciones de carga para evaluar su resistencia y capacidad de servicio. Los resultados muestran que estas estructuras cumplen con los requisitos técnicos para funcionar como puentes provisionales, ofreciendo una solución rápida y de bajo costo para asegurar la conectividad en caminos rurales, donde el mantenimiento y la reposición de puentes es limitada.

Palabras clave: puentes temporales, plataformas acuícolas, elementos finitos, AASHTO LRFD

In this study the technical feasibility of reusing industrial fishing platforms as temporary bridges in rural areas of Chile is evaluated. A finite element software was used to model and analyse the structural behaviour of the platforms under vehicular and pedestrian loads, in accordance with AASHTO LRFD regulations. The platforms were subjected to various load combinations to evaluate their strength and serviceability. The results show that these structures meet the technical requirements to function as temporary bridges, offering a rapid and low-cost solution to ensure connectivity on rural roads, where bridge maintenance and replacement are limited.

Keywords: temporary bridges, aquaculture platforms, finite elements, AASHTO LRFD

Introducción

En Chile, muchos puentes menores en áreas rurales presentan serios problemas de mantenimiento, lo que pone en riesgo la conectividad vial. Estas estructuras, frecuentemente fabricadas en madera, sufren deterioro por la falta de mantenimiento y la exposición constante a condiciones climáticas como se puede apreciar en la Figura 1(a). Existen ocasiones en las que personas de las localidades vecinas “parchan” estos puentes como se muestra en la Figura 1(b), para que puedan seguir siendo utilizadas. Por ejemplo, incorporando una superficie de rodadura de distintas dimensiones, chapas metálicas entre otros elementos ignorando muchas veces las resistencias de estos, los cuales pueden provocar problemas de falsa seguridad para los vehículos y personas que transitan por estos puentes.

La necesidad de soluciones rápidas y eficientes para la reposición de puentes provisorios ha llevado a la exploración de alternativas más económicas y sostenibles. Entre las opciones emergentes, se ha propuesto la reutilización de contenedores flat rack provenientes de la industria marítima (Araya y Torres, 2023). Esta solución no solo reduce los costos, sino que también aprovecha materiales ya existentes, disminuyendo el impacto ambiental y mejorando la durabilidad de los puentes temporales.

En esta misma línea el presente trabajo considera la reutilización de plataformas industriales pesqueras, como las que se ven en la Figura 1(b). Estas plataformas, fabricadas con acero galvanizado, presentan propiedades mecánicas adecuadas para soportar cargas estáticas, y su uso podría reducir significativamente los costos y tiempos de implementación de puentes provisionales.

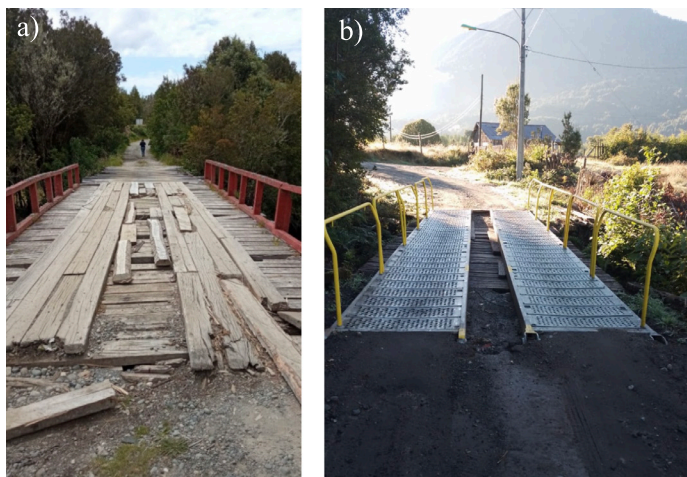


Figura 1: a) Puente Dorner, Puerto Montt y b) puente de madera parchado, camino sin nombre, Puerto Montt

Este trabajo tiene como objetivo determinar la factibilidad técnica de reutilizar estas plataformas como puentes provisorios, utilizando análisis de elementos finitos para evaluar su comportamiento estructural bajo las consideraciones de normativas de diseño de puentes AASHTO (2012) LRFD y el Manual de Carreteras de Chile (MOP, 2023).

Metodología

Las plataformas de acero, utilizadas y fabricadas para el tránsito peatonal por industrias pesqueras de la zona de Puerto Montt, habitualmente se desechan cuando tienen daños menores por la acción de oleaje. Se pueden encontrar muy comúnmente en lugares de acopio y con diferentes dimensiones. En su fabricación dependiendo del uso y requerimientos, sin embargo, existen medidas estándares con las cuales trabajan los fabricantes de estas plataformas. Para analizar la factibilidad técnica como puente temporal, se analizan plataformas de 10 m de largo y 1 m de ancho, con las cuales se realizan los ensamblajes que conformarán la estructura. Esta plataforma está compuesta por perfiles laminados de acero galvanizado A36 y pisos perforados del mismo material, como se muestra en la Figura 2.

En el análisis realizado, se consideró que las plataformas ensambladas trabajen como una viga compuesta. Esto se debe a que las plataformas están conectadas mediante uniones tipo tie en el modelo, que representan soldaduras rígidas en la realidad. Estas conexiones permiten la transferencia continua de esfuerzos entre las plataformas, logrando que el conjunto actúe como un único sistema

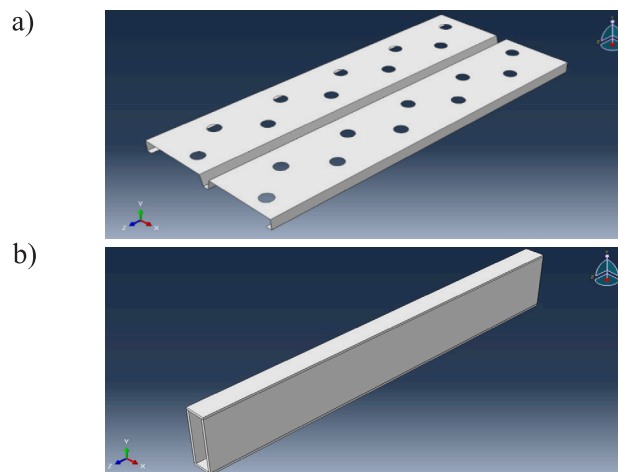


Figura 2: a) Piso de acero perforado y b) perfil de acero 150 x 50 x 6, representación 3D

estructural. Este enfoque garantiza que las deformaciones y tensiones se distribuyan de manera uniforme, incrementando la rigidez global de la estructura. Además, se verificó que este comportamiento es coherente con los mapas de tensiones observadas en los perfiles metálicos y pisos perforados durante el análisis de elementos finitos,

Al ensamblarlas se obtiene una estructura de 4 x 10 m como se muestra en la Figura 3, la cual es la base para iniciar el análisis. De esta forma se estudia el comportamiento global de las plataformas en los perfiles y localmente en los pisos de acero perforado. Se comprueban las tensiones y deformaciones al ensamblar varias de estas estructuras de tal forma que sean capaces de resistir las cargas solicitadas cumpliendo criterios de resistencia y servicialidad establecidos por la normativa AASHTO (2012).

Para realizar el análisis se utiliza un software de elementos finitos, en el que luego de definir las propiedades de cada material y geometrías, se procede a unir estas plataformas simulando soldaduras, entre ellas a lo largo por ambas caras.

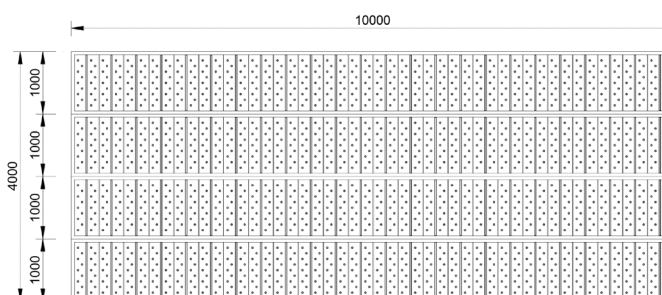
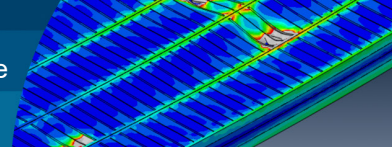


Figura 3. Representación 2D, AutoCAD, plataforma ensamblada.



Análisis Estático

Para evaluar el comportamiento de las plataformas ensambladas se realizará un análisis estático para modelar el comportamiento estructural, considerando tanto el peso propio, como las cargas vehiculares. De esta forma se evalúan tensiones y deformaciones en los perfiles y pisos de acero, con un enfoque en la capacidad de las plataformas para soportar las cargas impuestas por un camión de diseño HS-20, el cual es el más pesado dentro de la norma y el recomendado por el Manual de Carreteras Vol. 3, para diseño de puentes en Chile.

En el análisis de las plataformas como puentes provisionales, se consideraron las condiciones de apoyo para garantizar la estabilidad de la estructura. Estas plataformas pueden utilizar estribos o fundaciones existentes en zonas rurales, según lo establecido en el Manual de Carreteras Volumen N°4 lamina 4.603.004, donde se presentan estribos de hormigón armado para puentes de madera entre 2.0 y 10.0 m de longitud. Para soluciones temporales, se propone el uso de pilotes de madera como fundaciones principales, dado que ofrecen una instalación rápida y económica, ajustándose al carácter provisorio de estas estructuras. Este enfoque asegura una conexión adecuada entre la superestructura y la cimentación, optimizando tiempos y costos de implementación. En el análisis se aplicarán condiciones de apoyo simplemente apoyados en los extremos de la estructura impidiendo desplazamientos verticales en los extremos simulando el apoyo vertical sobre estribos.

Cargas

Las cargas utilizadas para el análisis estático de las estructuras son las siguientes.

- Cargas gravitacionales de peso propio y carga permanente
- Cargas de carril de diseño o carga de faja
- Carga vehicular, camión de diseño HS-20 (mayorado en 1.2 (MOP, 2023a) y factor de impacto según sección 3 AASHTO (2012).

Verificación de resistencia

Los resultados que se presentaran en este artículo serán obtenidos mediante el software de elementos finitos,

entregando las tensiones resultantes en MPa, deformaciones en milímetros, ocasionadas por la combinación de cargas que cause mayor influencia en las plataformas.

Considerando que las plataformas compuestas por perfiles de acero y pisos perforados son de acero A36 se utiliza la tensión de fluencia mínima del acero equivalente a $F_y = 250$ MPa. Según las especificaciones de diseño de AASHTO (2012), la relación de cargas y resistencia se expresa en la siguiente ecuación

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (1)$$

Según el método LRFD utilizado se debe cumplir la ecuación de diseño para los estados límites incorporando un factor de resistencia $\phi = 1.0$ para los estados límites que no correspondan al de resistencia. Para el estado límite de resistencia se utilizarán los siguientes factores propuestos en las especificaciones AASHTO (2012)

- Tensión, fluencia en sección bruta $\phi = 0.95$
- Tensión o compresión paralela al eje de soldadura $\phi = 0.80$

De esta forma la tensión admisible que se considerara para verificar las tensiones en los elementos de acero que componen las plataformas será de 200 MPa, utilizando el valor más conservador.

$$R_r = \phi F_y = 0.95 \cdot 250 = 237.5 \text{ MPa}$$

$$R_r = \phi F_y = 0.80 \cdot 250 = 200 \text{ MPa}$$

Verificación de desplazamientos

La normativa en el estado límite de servicio se deberá considerar como las restricciones de las deformaciones, anchos de fisura y tensiones bajo condiciones de servicio regulares, se establece límites para las deformaciones bajo cargas de servicio, asegurando que las deformaciones no comprometan la funcionalidad del puente.

$$\text{Para cubiertas sin tráfico peatonal, desplazamiento vertical} = \frac{L}{800}$$

De esta forma para un puente de 10 tenemos una deformación admisible de 12.5 mm para las vigas longitudinales.

Verificación de fatiga

La verificación por fatiga y fractura según las especificaciones, se deberán realizar para la combinación de fatiga I y II, utilizando la siguiente ecuación.

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)n \quad (2)$$

Dentro del análisis se incorporan las cargas mayoradas con su factor de combinación de fatiga γ , además el efecto de fuerza se considera según las especificaciones de diseño AASHTO (2012) como el camión de diseño HS-20 más el impacto dinámico de este. Para esta verificación hace falta la resistencia nominal la cual será definida según la combinación de carga Fatiga I y Fatiga II.

Para la verificación por el estado de Fatiga I se considera principalmente el límite de fatiga según la categoría de detalle C identificando un elemento con una exposición a la fatiga moderada.

Para la verificación por el estado de Fatiga II, se consideran factores estadísticos relacionados al tipo de tránsito rural con un tránsito de 20.000 vehículos diarios cuya fracción de camiones será del 10% al que se expondrá la estructura. Generalmente, se realiza el cálculo para un tránsito diario en 75 años según las especificaciones AASHTO (2012) para un puente definitivo, sin embargo, para un puente provisorio se considerará este factor para 10 años, durabilidad estimada de un puente provisional. La verificación será en relación con un detalle de categoría C, aplicable para elementos soldados longitudinalmente

Modelos de análisis

Los análisis se realizarán por separado en modelos con distintos enfoques para el estado límite de resistencia, en el primero se espera observar el comportamiento localizado únicamente de los pisos perforados y en el segundo, el comportamiento completo de la estructura. Para el estado límite de servicio y el de fatiga sus módulos serán generales considerando que se espera obtener tanto las deflexiones máximas en las vigas longitudinales y también las tensiones por fatiga en toda la estructura, específicamente en las uniones entre plataformas.

Modelo 1 – Análisis del piso

Este modelo contiene un análisis estático al ensamblar una capa de estas plataformas, apoyándose sobre todos los perfiles metálicos en dirección vertical. El objetivo de este modelo es visualizar únicamente el comportamiento de los pisos metálicos entre perfiles, al incorporarle las cargas puntuales del camión de diseño HS-20. Se comparan las variantes con superficie de rodadura y sin.

Modelo 2 – Análisis general y de vigas

En este modelo se evalúa el comportamiento global de la estructura con 2, 3 y 4 capas de las plataformas de 4 x 10 m incorporándole todas las cargas predefinidas para el análisis estático apoyándose únicamente en los extremos.

Resultados

Los resultados se presentan mediante mapas de tensiones, donde se pueden observar las deformaciones y tensiones en los elementos de la estructura según el módulo.

Modelo 1 - Pisos perforados – tensiones por resistencia

En este modelo se pueden observar las tensiones en la plataforma específicamente en el piso perforado. En la Figura 4 se concentran fallas localizadas alrededor de las huellas donde se encuentran los neumáticos del camión de diseño utilizado, lo que en un principio se podía prever debido al poco espesor de la chapa metálica que compone el piso perforado.

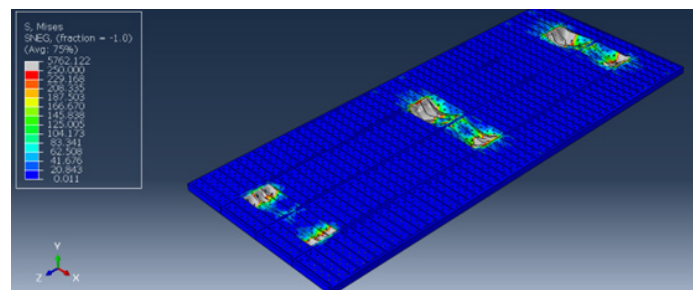


Figura 4: Tensiones en MPa, detalle de pisos perforados. Modelo 3D

Estas fallas localizadas se pueden solucionar incorporando una capa de rodadura en las franjas donde transitan los vehículos. En la Figura 5 se incorporan tableros de madera como superficie de rodadura, comúnmente utilizados en puentes menores de madera, con dimensiones de 3" x 8".

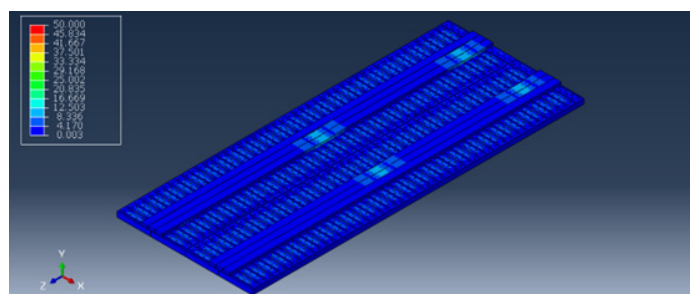


Figura 5: Tensiones en MPa, pisos perforados más superficie de rodadura, Modelo 3D

En la Figura 5 se pueden observar las tensiones sobre las huellas del camión de diseño HS-20 donde las tensiones no sobrepasan más de 20 MPa bajo la superficie de rodadura.

Modelo 2 – vigas – Tensiones por resistencia

En este modelo se muestran las tensiones en las plataformas ensambladas con 2, 3 y 4 capas para verificar la resistencia y rigidez de estas, es importante destacar que todas contienen fallas localizadas en los pisos de acero perforados, como igualmente se puede ver en el modelo 1, sin embargo, la idea del modelo es observar el comportamiento general en los perfiles de acero.

Con dos capas se puede observar en la Figura 6 que las tensiones superan la tensión admisible en varios puntos, desde los lugares más cercanos a los apoyos y en la huella de los neumáticos donde los perfiles de acero también se ven sobre esforzados.

Al incorporar una tercera capa de estas plataformas las tensiones máximas disminuyen ubicándose únicamente en el piso de acero perforado como se apreciaba en el modelo 1. En la Figura 7 las tensiones máximas del acero están sobre la huella de los neumáticos, sin embargo, los demás perfiles se encuentran en un rango próximo a los 242 MPa en los perfiles de acero inferiores y en 175 MPa en los perfiles laterales.

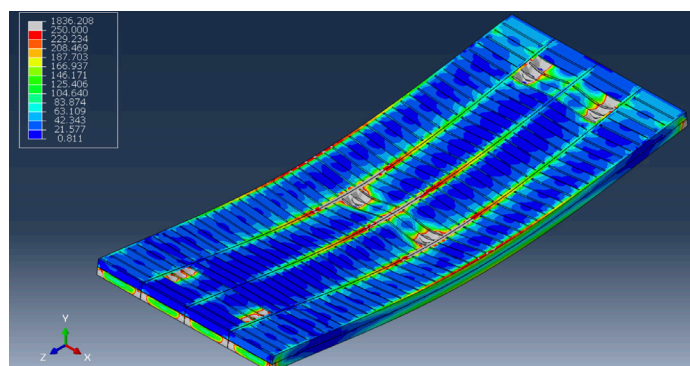


Figura 6: Tensiones en MPa, plataforma, 2 capas, Modelo 3D.

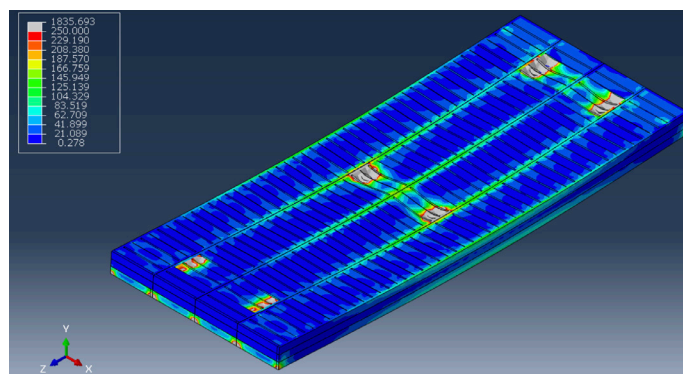


Figura 7: Tensiones en MPa, plataforma, 3 capas, Modelo 3D

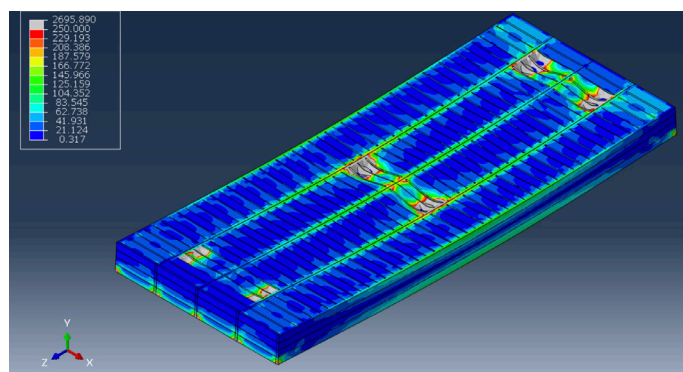


Figura 8: Tensiones en MPa, plataforma, 4 capas, Modelo 3D

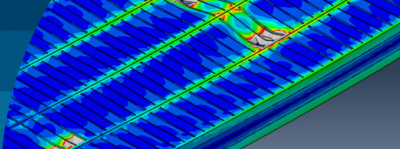
Cuando se incorpora una cuarta capa de plataformas, en la Figura 8, se observa una mayor rigidez del sistema con tensiones máximas en los perfiles de acero inferiores, de 198 MPa. Y en los perfiles laterales de 150 MPa.

Finalmente, para cada modelo de análisis se resume en la Tabla 1 las tensiones máximas y deflexiones en los componentes principales, verificando que se encuentren dentro del rango de las tensiones admisibles especificadas en el apartado verificación de la resistencia.

Dentro de la verificación de la resistencia por el estado límite de resistencia, se ocupa el factor más desfavorable de esta equivalente a 0,8 para tensiones paralelas a las soldaduras entregándonos una tensión admisible de 200 MPa.

Tabla 1: Resumen de tensiones y verificación de carga por capa

N° de Capas	Tensión Máxima Vigas Laterales (σ_{\max}) MPa	Tensión Máxima Vigas Inferiores (σ_{\max}) MPa	Tensión Admisible (σ_{adm}) MPa	Porcentaje de Carga HS-20 Admitido (%)
2	366	490	200	No Cumple
3	175	242	200	79
4	150	198	200	100



Con 2 capas, se supera esta tensión con gran amplitud y con 3 capas se llega a sobre esforzar por 42 MPa en las vigas inferiores, se traduce como una capacidad de carga de un 79% del camión de diseño HS 20, sin embargo, con 4 capas, la tensión máxima ubicada en las vigas inferiores no supera la tensión admisible soportando el 100% de las solicitaciones.

Modelo 3 – deformaciones por servicio

En este análisis, se determinan las deflexiones máximas ocasionadas por las combinaciones de carga de servicio. Se considera las flechas máximas en las vigas longitudinales del puente para tres y cuatro capas. En la Figura 9 se muestran las deflexiones en el puente, ocasionándose la flecha máxima en su longitud de L/2 en las vigas

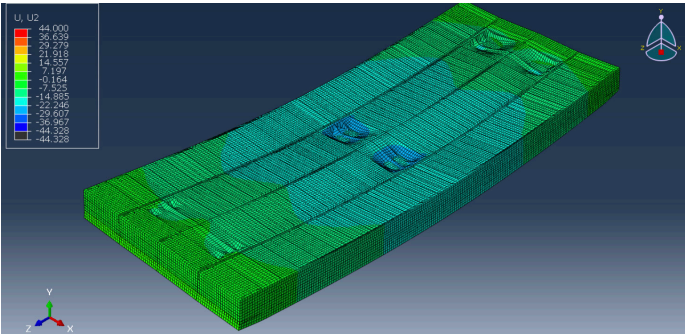


Figura 9: Tensiones en MPa, plataforma, 4 capas, Modelo 3D

Tabla 2: Verificación de deflexiones, condiciones de apoyo 50 cm.

Nº de Capas	Deflexión máxima en L/2 (mm)	Deflexión admisible (mm)	Relación porcentual, %
3	26.2	12.5	209
4	12.2		97.6

A conformidad que se aumenta una capa disminuye su flexión máxima, como se representa en la Tabla 2, debido al aumento de rigidez a la estructura, de esta forma se observa en su comportamiento que para un número de 3 equivale al 209% de su deflexión máxima admisible. Sin embargo, con 4 capas se mantiene dentro del rango bajo la deflexión admisible en un 97% del máximo.

Considerando el porcentaje de carga admitido del 79% para un puente constituido por 3 capas de plataformas establecido en la verificación de vigas por el estado límite de resistencia, si reduce las solicitaciones un 21%, se

logran reducir igualmente las deformaciones llegando a un valor de 21.7 mm, equivalente a un 173% de la deflexión máxima admisible, manteniéndose por sobre este valor.

Modelo 4 – tensiones por fatiga

En este modelo se analiza la fatiga, mediante cargas cíclicas especificadas anteriormente, tanto para el estado límite de Fatiga I y Fatiga II. Considerando el comportamiento en el análisis de tensiones, se verificará la fatiga en el puente compuesto por tres y cuatro capas al exponerse a un tránsito vehicular normal en un ámbito rural. Para el puente compuesto por 3 y 4 capas de plataformas, sus tensiones varían según la combinación de carga.

Concentrándose las tensiones en la zona de las uniones soldadas, las vigas longitudinales inferiores y apoyos como se muestra en la Figura 10, con el puente ensamblado en 4 capas.

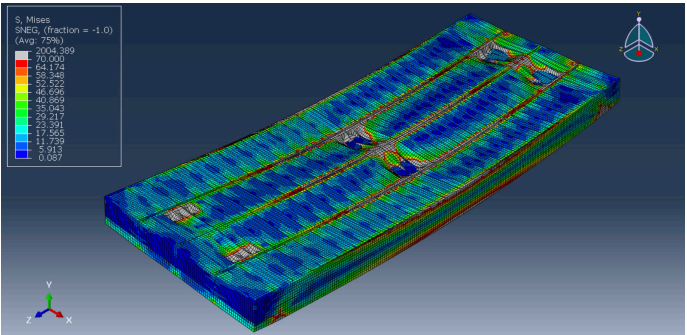


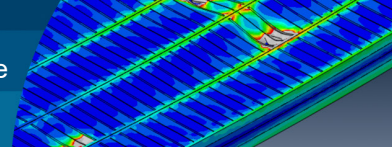
Figura 10: Tensiones en fatiga (MPa), 4 capas, Modelo 3D

Tabla 3: Verificación de tensiones por fatiga por caso de carga.

Combinación de carga	Número de capas	Tensión máxima MPa	Tensión admisible Fatiga I MPa	Tensión admisible Fatiga II MPa (75 años)	Tensión admisible Fatiga II MPa (10 años)	Tensión admisible Fatiga II MPa (5 años)
Fatiga I	3	220	68.9	-	-	-
Fatiga II	3	109	-	23.4	46.1	58
Fatiga I	4	130	68.9	-	-	-
Fatiga II	4	62	-	23.4	46.1	58

Con cuatro capas la tensión máxima de 62 MPa se encuentra entre los 4 y 5 años de utilidad para las tensiones obtenidas bajo el 100% de las cargas de servicio especificadas, muy por debajo de los 75 años según especificaciones de diseño, y bajo los 10 años de un puente provisional.

Con tres capas las tensiones superan los límites, por lo que se respalda la reducción de carga del 20%, de esta forma



las tensiones máximas disminuyen como muestra la Tabla 3.

La tensión baja a 88 MPa de tal manera que la tensión admisible equivale entre 1 y 2 años de utilidad con las condiciones de carga disminuidas en un 20%.

Hay que destacar también que el tráfico regular incorporado al análisis es de 20000 vehículos diarios con una fracción de 2000 camiones, pudiese ser un poco conservador, en un ambiente rural para el que estarían destinadas estas plataformas como puentes provisorios, por lo que se puede ver disminuida la vida útil a 1 y 2 años por la capacidad de carga impuesta de 30 ton al igual que de 4 a 5 años con 39 ton en el puente compuesto por cuatro capas ensambladas.

Tabla 4: Tensiones por fatiga por caso de carga, con reducción de carga del 20%

Combinación de carga	Numero de capas	Tensión máxima MPa
Fatiga I	3	170
Fatiga II	3	88

La Figura 11 muestra un corte transversal del puente propuesto con una plataforma con cuatro capas. Es necesario ensamblar capas de plataformas para obtener la resistencia suficiente del puente provisorio según se muestra en la Tabla 5. Las capas se unen mediante soldadura a lo largo del puente.

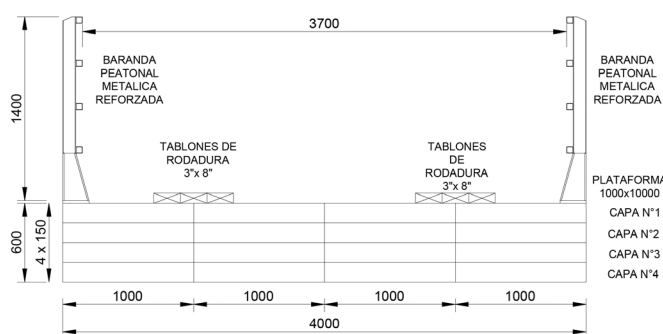


Figura 11. Detalles de puente ensamblado.

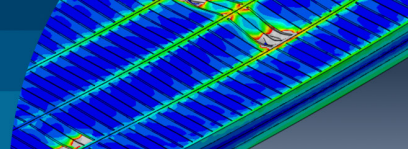
Tabla 5: Capacidad de carga por cantidad capas.

Nº Capas	Porcentaje de Carga HS-20 admitido, (%)	Capacidad de carga, ton
2	No Cumple	Uso Peatonal
3	79	30
4	100	39

Conclusiones

En este trabajo se estudia la factibilidad de usar plataformas de la industria pesquera reciclados para el uso en puente provisorios. Se proponen ensamblar cuatro plataformas de forma paralela para obtener un ancho útil del puente de 3,70 m y una longitud total de 10 m. Del trabajo realizado se puede derivar las siguientes conclusiones:

1. Las plataformas de la industria pesquera pueden ser reutilizadas para puentes provisorios, si se respetan algunas condiciones y configuraciones.
2. Es necesario usar tabones de rodado (por ejemplo madera de 3"x8") para que las plataformas puedan soportar las cargas puntuales de los neumáticos vehiculares.
3. Además de la viabilidad técnica de las plataformas como puentes provisionales, es importante considerar soluciones prácticas para las fundaciones (MOP, 2023b). Se podría evaluar el utilizar pilotes de madera debido a su bajo costo y facilidad de instalación, lo que resulta adecuado para estructuras temporales en zonas rurales. Esta alternativa puede complementarse con el uso de estribos existentes cuando sea posible, contribuyendo a la eficiencia y rapidez en la implementación de estas soluciones temporales.
4. Un puente ensamblado con 4 capas de plataformas tiene una capacidad resistente de 39 ton, cumpliendo con los requerimientos de servicio, pero con una vida útil de 4 a 5 años, siendo una opción de puente emergente provisorio con un tráfico pesado de camiones en un ambiente rural.
5. Un puente ensamblado con 3 capas de plataformas no es capaz de soportar la totalidad de las cargas por lo que para ser utilizado como puente se deberá disminuir su capacidad de carga sobre el 20% del total, considerando que, si es capaz de soportar el 80% de las cargas resultando en 30 ton, las deflexiones se superan según los criterios de serviciabilidad, y el análisis de fatiga nos entrega una durabilidad de 1 a 2 años.
6. Se deberá evaluar en una futura línea de investigación, la capacidad de carga exacta para un puente ensamblado por 3 capas de tal forma que cumpla con las condiciones



de servicio que se le soliciten para puentes menores con menos capacidad de carga y tráfico.

Es importante destacar que las plataformas que componen el puente deben encontrarse en buenas condiciones, sin pérdidas de secciones por corrosión, o deformaciones que puedan impedir el correcto desempeño de la estructura ocasionando concentraciones de tensiones.

Agradecimientos

Queremos expresar un agradecimiento de la Delegación Rural de Puerto Montt por su colaboración y apoyo durante la elaboración de este trabajo permitiéndonos recopilar material sobre el estado en el que se encuentran, los puentes rurales de la ciudad por lo que nace la base de la investigación sobre posibles soluciones alternativas en la zona.

Referencias

AASHTO (2002) *Standard Specifications for Highway Bridges (17ª ed.)*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., USA

AASHTO (2012). AASHTO LRFD Bridge design specifications. 6th ed. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, USA

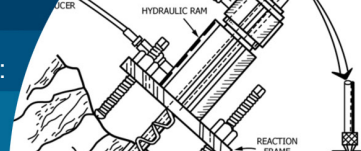
Araya, H. y Torres, C. (2023). Puentes provisorios “Doble A”, reutilizando Flat Rack Container, provenientes de la industria de transporte marítimo. *14º Congreso Internacional y Feria Tecnológica PROVIAL 2023*.

Mascia, N.T. and Sartorti, A.L. (2011). Identification and analysis of pathologies in bridges of urban and rural roads. *Revista Ingeniería de Construcción* 26(1), 5-24

MOP (2023a). Manual de carreteras. Volumen N°3: Instrucciones y Criterios de Diseño. Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Vialidad, Santiago, Chile

MOP (2023b). Manual de carreteras. Volumen N°4: Planos de obras tipo. Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Vialidad, Santiago, Chile

Parker, S. (2019). Flat racks – An economic solution for cycling/ pedestrian bridges. 9th Australian Small Bridges Conference, Surfers Paradise, Queensland, Australia



Control de calidad de pernos de anclaje en roca: especificación técnica para ensayos de extracción

Quality control of rock bolts: technical specification for pull-out tests

Fecha de entrega: 19 de agosto 2025

Fecha de aceptación: 26 de septiembre 2025

José Pablo Gacitúa¹, Frank Schanack² y Tamara González¹

¹ PONTINEL SpA, Valdivia, Chile, pontinelspa@gmail.com

² Universidad Austral de Chile, Valdivia, Chile, frank.schanack@uach.cl

En Chile, para la estabilización de taludes, se han utilizado distintos tipos de mallas ancladas en roca mediante pernos de anclaje pasivos, los cuales han entregado resultados satisfactorios. El Manual de Carreteras establece el requisito de que estos pernos sean ensayados a tracción in situ. Sin embargo, la norma no establece los parámetros del ensayo, como tipo, procedimiento, número, carga, criterios de aceptación o consecuencia en función de los resultados. En la práctica, se encuentran muchas distintas maneras de exigir la realización de los ensayos en los términos de referencia de las obras. En base a la experiencia propia de los autores en la realización de estos procedimientos y una revisión bibliográfica y de referencias normativas se presenta una propuesta de criterios unificados para la realización de ensayos de tracción de pernos de anclaje pasivos en roca para la estabilización de taludes.

Palabras clave: protección de talud, pernos de roca, ensayos de tracción

In Chile, various types of meshes anchored to rock using passive rock bolts have been used for slope stabilization, yielding satisfactory results. The Chilean Highway Manual establishes the requirement that these bolts should be tested in situ under pull-out loads. However, the standard does not establish test parameters, such as type, procedure, number, load, acceptance criteria, or consequences based on the results. In practice, many different ways of testing are found in the work terms of reference. Based on the authors' experience in performing these procedures and a review of bibliographic and regulatory references, a proposal for unified criteria for performing pull-out tests on passive rock bolts for slope stabilization is presented.

Keywords: slope protection, rock bolts, pull-out testing

Introducción

En Chile, en el ámbito de la construcción de caminos, se realizan ensayos de arranque de pernos de roca, para verificar la calidad de la construcción, así como la validez de los parámetros de diseño utilizados. La realización de estos ensayos es de suma importancia, dada la incertidumbre inherente que se alcance la resistencia a tracción proyectada para pernos. Existen dos grandes fuentes de incertidumbre:

1. Las condiciones geotécnicas en general presentan una alta variabilidad y por ende los proyectos geotécnicos tienen un nivel de incertidumbre alto.
2. La instalación de pernos en roca es una de las obras

más difíciles y desafiantes, por temas de accesibilidad, exposición climática, seguridad de trabajo y de las propias condiciones geotécnicas. La Figura 1 muestra un ejemplo de las difíciles condiciones que pueden ser encontradas en una obra de instalación de pernos de anclaje.

No obstante, en la práctica de la realización de los ensayos de tracción de pernos de roca, se detecta que no se establece de forma clara el tipo y la cantidad de pruebas ni tampoco los criterios de aceptación relacionados con los resultados. En el presente trabajo se plantea este problema, se realiza un estudio bibliográfico y deriva una recomendación sencilla para la realización de estos ensayos.



Figura 1: Dificultades en la instalación de pernos de anclaje (cortesía: www.inaces.com)

Planteamiento del problema

En la construcción de caminos se deben realizar frecuentemente taludes en corte, los cuales presentan problemas de inestabilidad asociados a erosiones y desprendimientos del frente expuesto. En muchos casos, se deben construir protecciones para lograr estabilizar el talud y proteger el camino. Existen diferentes tipos de protecciones de talud que deben ser elegidos en función del ángulo y material base del corte, su altura y accesibilidad, así como la constructibilidad y la rentabilidad económica en cada caso concreto.

Dentro de las soluciones que se han utilizado con resultados satisfactorios en Chile, se destacan la malla adherida, la malla colgada y la malla de alambre con hormigón proyectado (MC-V3, 3.602.305; MOP, 2023). La Figura 2 muestra estos tipos a modo de definición. Los tres tipos de protección tienen en común que deben anclarse en la roca del talud mediante pernos de anclaje pasivos.

Los pernos de anclaje tienen por objetivo sostener las mallas para que puedan retener el material del talud ante un eventual desprendimiento. Por otro lado, y en el caso de la malla adherida, los pernos de anclaje también actúan como un muro de anclaje pasivo (*soil nailing*), en el que se refuerza y fortalece el suelo mediante barras de acero colocadas a poca distancia. En tal caso, y de acuerdo a la sección 3.1003.408(2) del Manual de carreteras (MOP, 2023), se deben realizar ensayos de arranque de pernos antes de iniciar las obras, con el fin de verificar la resistencia de arranque utilizada en el diseño.

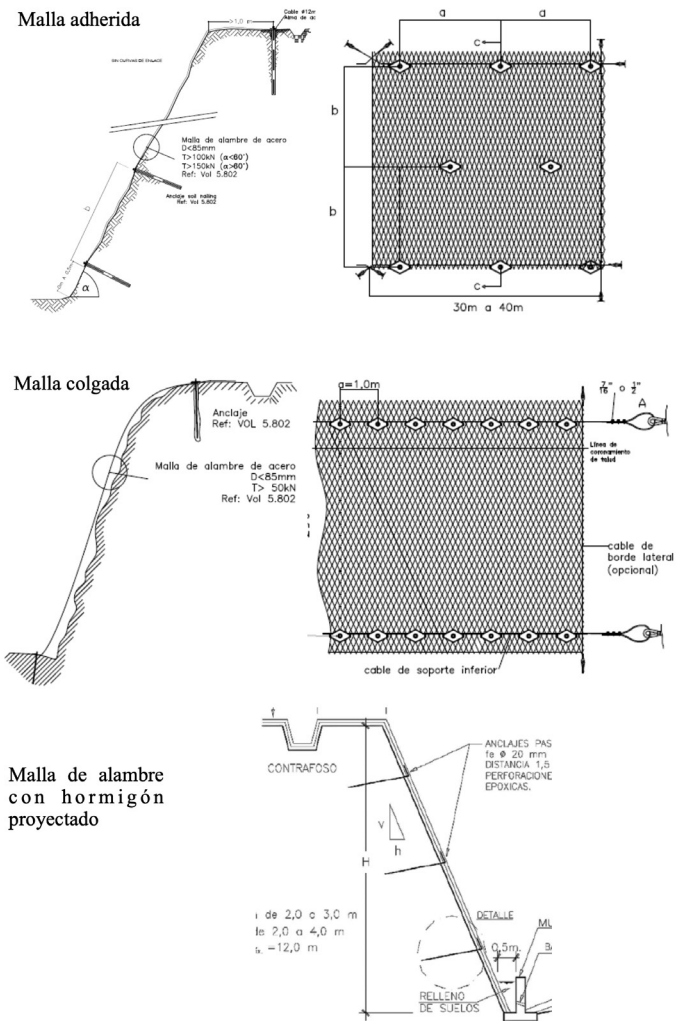


Figura 2: Definición de tres tipos de protección de talud que ocupan pernos de anclaje pasivos en roca (MC-V3, 3.602.305; MOP, 2023)

En la Tabla 1 se muestran los parámetros y resultados de algunos ensayos de tracción de pernos en roca que han sido ejecutados en los últimos años por la Universidad Austral de Chile. Se presentan los casos de forma anonimizada para cumplir los compromisos de confidencialidad.

Como se puede ver en la Tabla 1, no existe un criterio uniforme para la ejecución de los ensayos. Por ejemplo, el número de pernos ensayados está entre un 1.2% y 10% del total. Además, la carga de ensayo exigida por los Términos de Referencia (TDR) del contrato de construcción versus la resistencia geotécnica admisible varía desde un 50% (casos 5 y 6) hasta un 127% (caso 3). Sin embargo, en el caso 3, durante las obras se redujo la carga de prueba exigida, quedando sólo en un 77% de la resistencia geotécnica.



Tabla 1: Parámetros de ensayos de tracción de pernos en roca realizados por la Universidad Austral de Chile

	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6
Diámetro perno, mm	22	22	32	25	32	32
Diámetro perforación, mm	50	50	52	50	50	50
Longitud perno, m	3.0	3.0	3.7	3.0	6.0	6.0
Resistencia geotécnica admisible, kN	154	154	155	150	300	300
Resistencia en fluencia perno, kN	160	160	338	206	338	338
Resistencia última perno, kN	239	239	507	309	507	507
Carga de ensayo según TDR, kN	120	120	196	125	150	150
Carga de ensayo real, kN	120	60	120	125	150	150
N° pernos total	340	510	420	60	100	125
N° pernos ensayados	4 (1.2%)	6 (1.2%)	7 (1.7%)	6 (10%)	4 (4%)	5 (4%)
N° pernos fallados	2 (50%)	0	2 (29%)	0	2 (50%)	0

A modo ilustrativo, la Figura 3 muestra un ensayo de tracción de perno en roca realizado con los equipos de la Universidad Austral de Chile.



Figura 3. Ejemplo de un ensayo realizado con los equipos de la Universidad Austral de Chile

En cuanto a los resultados de los ensayos, se ven principalmente dos tendencias. En primer lugar, están los sistemas que no tiene ningún perno de anclaje fallado (0%) y, en segundo lugar, están los que sí tienen pernos que fallan, donde un alto porcentaje (29% al 50%) no cumple. Lo

anterior indica que hay situaciones donde el sistema logra desarrollar la resistencia geotécnica teórica y, entonces todos los anclajes cumplen, y hay otras situaciones donde no se consigue esta resistencia y muchos pernos fallan. En este análisis, la mitad de los casos está en una y la otra mitad en la otra categoría.

Frente a estas discrepancias se plantean los siguientes problemas:

- Unificar los criterios y metodología para los ensayos de tracción de pernos
- Establecer las consecuencias que deben derivarse de los resultados obtenidos

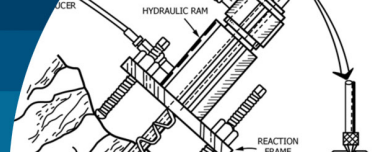
A continuación, se estudian las referencias normativas y bibliográficas existentes al respecto, para derivar una propuesta de respuesta a estos problemas.

Estudio bibliográfico

La sección 3.1003.408(2) del Manual de carreteras (MOP, 2023) indica que se deben realizar ensayos de arranque de pernos antes de iniciar las obras y da como referencia la FHWA (1998). En el capítulo 3.2 de este Manual de carreteras se establece que es imperativo realizar ensayos de tracción in situ durante la construcción para verificar la resistencia contra el arranque usado para el diseño. Dice también que normalmente no se ensayan todos los pernos, como puede ser el caso en los anclajes geotécnicos activos. En cuanto a la forma en que deben realizarse los ensayos, este manual hace referencia al FHWA (1994). En este último manual se encuentran unas recomendaciones detalladas sobre las condiciones de aplicabilidad de los ensayos. A continuación, se expone un resumen de los puntos más importantes:

Objetivos de los ensayos:

- Se pretende evaluar la resistencia geotécnica del anclaje y no la resistencia del acero del perno (ISRM, 1981).
- Los pernos ensayados deben corresponder a condiciones reales de instalación: operaciones de perforación, inyección e instalación del contratista en específico, condiciones de suelo/roca en específico.
- Ante cualquier cambio de estas condiciones el ensayo pierde su validez y debe repetirse.



Tipos de ensayos

- Existen tres tipos de ensayos: ensayo de carga última y de verificación (destructivos) y ensayos de comprobación (no destructivo).

Cantidad de ensayo

- Ensayos destructivos: 1 o 2 ensayos al inicio de la obra, 1 o más ensayos cada vez que cambie el tipo de suelo o el procedimiento de instalación significativamente, (se realiza en pernos solamente hecho para el ensayo, que no forman parte de la obra definitiva).
- Cantidad de ensayos no destructivos: 5% de la cantidad total de pernos

Carga máxima del ensayo

- En ensayos de carga última, la carga debe ser la que produce la extracción del perno, pero puede ser establecida menor que eso, por el proyectista.
- Los ensayos de verificación se realizan con la carga característica de la resistencia geotécnica (sin factores de seguridad).
- Los ensayos de comprobación (no destructivos) se realizan a un nivel de 125% a 150% de la resistencia geotécnica de diseño (con factores de seguridad).
- En ningún caso, la carga de ensayo debe superar el 80% de la resistencia última ni el 90% de la resistencia en fluencia del acero del perno.
- Cada ensayo se realiza con incrementos de carga, midiendo carga y desplazamiento de la cabeza del perno.

Criterios de aceptación de los ensayos:

- Se acepta un ensayo como satisfactorio, cuando no falla antes o a la carga máxima del ensayo.
- Cuando un perno no cumple con el criterio de aceptación, se deben estudiar las razones con el contratista (¿algún problema con el procedimiento de instalación?) y el proyectista (¿algún problema con los procedimientos de diseño?) para decidir cómo seguir con la obra.
- Cada fila de pernos debería terminar de comprobarse mediante ensayos, antes de pasar a la siguiente fila.

En general, se establece que los ensayos deben ser realizados una vez que el mortero de inyección haya fraguado. Al respecto, Kılıc *et al.* (2002) concluyen que se debe esperar al menos 7 días. El método de ensayo no estaba establecido en el tiempo de redacción de la FHWA (1994). Este vacío fue llenado por la norma ASTM D4435 (2022), y que actualmente se encuentra en proceso de reincorporación, sin cambios. Según la versión anterior (ASTM D4435, 2013), el ensayo in situ se ejecuta con una máquina de ensayo que consiste principalmente en una estructura de soporte para la reacción, un cilindro hidráulico hueco para aplicar la carga, una celda de carga para medir la fuerza aplicada y un transductor de desplazamiento para medir el movimiento del perno. En la Figura 4 se muestra el esquema típico propuesto por esta normativa. En el mercado, se encuentra a una variedad de distintas máquinas de ensayo, que generalmente operan según el mismo esquema y cumplen la normativa ASTM D4435 (2022).

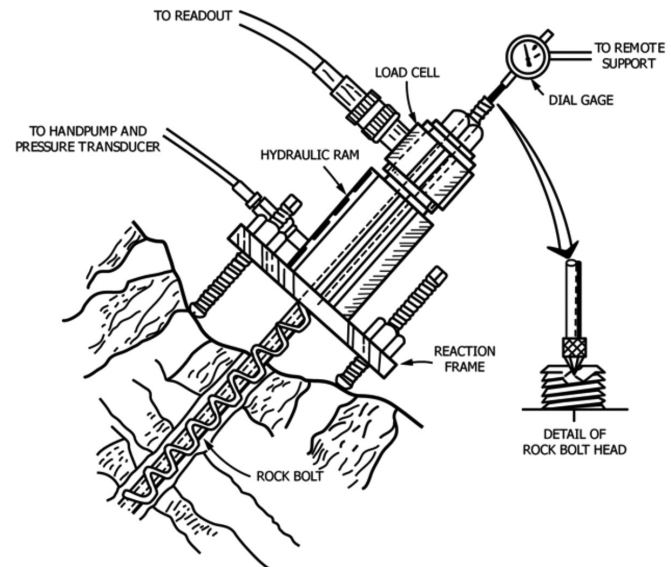
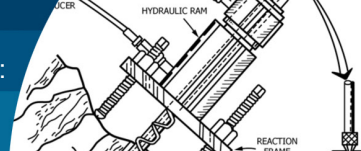


Figura 4: Esquema típico del ensayo de tracción de pernos de roce según ASTM D4435 (2022)

Aparte de normar el ensayo en sí, la norma ASTM D4435 (2022) también entrega recomendaciones sobre la aplicabilidad de los ensayos, que se describen a continuación.

Igual que los Manuales de la FHWA (1994, 1998), la norma ASTM D4435 (2022) recomienda hacer ensayos separados por cada combinación de condiciones (suelo/roca – sistema de anclaje – procedimiento de instalación).



En el caso de que los ensayos se realicen para determinar la carga de diseño del sistema de anclaje, la norma estima que una cantidad de 10 a 12 ensayos de tracción es necesaria para satisfacer los requerimientos estadísticos. Además, esta norma establece un segundo criterio de aceptación, definiendo que un desplazamiento total del perno mayor o igual a 12.7 mm es equivalente a una falla del perno.

Como se ha mencionado anteriormente, la carga de los ensayos no destructivos está definida entre 125% y 150% de la resistencia geotécnica de diseño (FHWA, 1994). Respaldos para este rango se puede encontrar en FHWA (1999) y PTI (2004), donde se establece una carga del 133% para pernos instalados de forma permanente y 150% cuando el suelo tiene un potencial para fluencia (ceder bajo carga constante). Dado que en el presente caso se consideran pernos de anclaje pasivos, no existe una carga constante sobre el perno.

Recomendaciones y comentarios finales

Especificación técnica para realización de ensayo de tracción de pernos en roca para la estabilización de taludes

Basado en la experiencia de los ensayos de tracción realizados por la Universidad Austral de Chile, resultados del análisis bibliográfico y de las referencias normativas descritas en el presente trabajo, se pudo elaborar la siguiente propuesta para criterios unificados para la realización de ensayos de tracción de pernos en roca. Esta especificación técnica aplica para pernos de anclaje pasivos para la estabilización de taludes y bajo la condición típica de Chile, de que el proyecto se realiza de forma independiente y previa a la ejecución de la obra:

Especificación técnica: Ensayos de tracción en pernos de anclaje pasivos

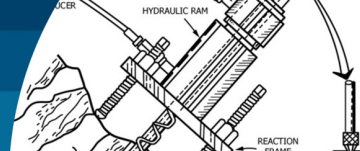
Se deben realizar ensayos de tracción en pernos de anclaje, cumpliendo los procedimientos establecidos en la normativa ASTM D4435 (2022). Se ejecutarán dos tipos de ensayos: los ensayos de verificación y los ensayos de comprobación. El objetivo de los ensayos es la revisión de los parámetros de diseño y de los procedimientos de instalación. En el caso de que los ensayos arrojen resultados no aceptables, se debe revisar el diseño en conjunto con

el proyectista y los procedimientos de instalación con el contratista.

Los ensayos de verificación se deben realizar previos a la instalación general de los pernos de anclaje en pernos especialmente instalados para este fin. Para cada condición geotécnica y/o de instalación que se diferencie significativamente de otras condiciones de la misma obra se deben ensayar 2 pernos. Como máximo se aplicará la carga correspondiente al valor característico (sin factores de seguridad) de la resistencia geotécnica. En ningún caso, la carga aplicada debe superar el 80% de la resistencia última ni el 90% de la resistencia en fluencia del acero del perno. Se considera que el perno falla, cuando el desplazamiento de la cabeza del perno supera los 12.7 mm. La máxima carga alcanzada antes del fallo será considerada como la resistencia medida del perno. Los resultados de los ensayos de verificación también se considerarán aceptables si no se produce la falla del perno.

Los ensayos de comprobación se realizarán en los pernos que forman parte de la obra definitiva. Estos ensayos se ejecutarán en el 5% del total de los pernos, distribuido de forma equitativa en las distintas condiciones geotécnicas y/o de instalación. Los pernos a ensayar serán seleccionados por la empresa que realiza los ensayos para asegurar la factibilidad técnica del ensayo. La carga a aplicar corresponde al 133% de la resistencia geotécnica de diseño (incluidos los factores de seguridad). En ningún caso, la carga aplicada debe superar el 80% de la resistencia última ni el 90% de la resistencia en fluencia del acero del perno. Se considera que el perno falla, cuando el desplazamiento de la cabeza del perno supera los 12.7 mm. La máxima carga alcanzada antes del fallo será considerada como la resistencia medida del perno. Los resultados de los ensayos de comprobación se considerarán aceptables si no se produce la falla del perno. Cada fila de pernos deberá terminar de comprobarse mediante ensayos, antes de pasar a la siguiente fila. Los pernos fallados deben ser reemplazados y ensayados nuevamente.

Condiciones generales: Antes de la ejecución de los ensayos, se debe haber cumplido el plazo mínimo para el fragüe del mortero de inyección (al menos 7 días u otro plazo especificado por el fabricante). Los ensayos deben ser realizados por una empresa externa competente y con experiencia acreditada.



Referencias

ASTM D4435 (2013, 2022). Standard test method for rock bolt anchor pull test. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA

FHWA (1994). Soil Nailing Field Inspectors Manual. FHWA-SA-93-068, USA

FHWA (1998). Manual for design and construction monitoring of soil nail wall. FHWA-SA-96-069R, USA

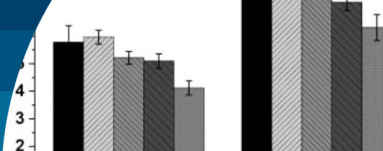
FHWA (1999). Geotechnical Engineering Circular No. 4, FHWA-IF-99-015, USA

ISRM (1981). Suggested methods for rock characterization, testing and monitoring. International Association of Rocks Mechanics, ISRM suggested methods, E.T. Brown (ed.), Pergamon Press, UK

Kılıc, A., Yasar, E. and Celik, A.G. (2002). Effect of grout properties on the pull-out load capacity of fully grouted rock bolt. *Tunnelling and Underground Space Technology* 17(4), 355-362

MOP (2022). Instrucciones y Criterios de Diseño. Manual de Carreteras, Volumen 3. Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Vialidad, Santiago, Chile

PTI (2004). Recommendations for prestressed rock and soil anchors. Post-Tensioning Institute. Farmington Hills, MI, USA



Escoria de cobre: una alternativa sustentable para la construcción de pavimentos rígidos

Copper slag: a sustainable alternative for rigid pavement construction

Fecha de entrega: 22 de agosto 2025

Fecha de aceptación: 3 de noviembre 2025

Benjamín Valdés-Kern, Claudia Burbano-García, Yimmy Silva, Gerardo Araya-Letelier, Marcelo González

Pontificia Universidad Católica de Chile, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería y Gestión de la Construcción, Av. Vicuña Mackenna 4860, Macul, Santiago, Chile, b.valdeskern@uc.cl (<https://orcid.org/0009-0006-5072-8982>), cpburbano@uc.cl (<https://orcid.org/0000-0001-9068-0959>), yimmy.silva@uc.cl (<https://orcid.org/0000-0003-3888-457X>), gerardo.araya@uc.cl (<https://orcid.org/0000-0003-4252-1341>), magonza7@uc.cl

Este artículo investiga el uso de escoria de cobre (EC), residuo masivo de la industria minera, como material cementicio suplementario (MCS) en mezclas de hormigón con posibles usos en pavimentos, evaluando las propiedades mecánicas y durabilidad frente a agentes agresivos. Experimentalmente, se observó que reemplazar hasta un 20% (volumen) del cemento con EC no reduce significativamente la resistencia a la flexo-tracción (FT), y que un 10% de EC aumenta en un 3,3% la resistencia a la FT a largo plazo (360 días) respecto al hormigón de referencia (sin EC). Además, se registró una reducción de la profundidad de penetración de agua en un 36% y 38%, a los 28 y 90 días respectivamente. Se concluye que la EC tiene un uso potencial para mezclas de hormigón para pavimentos, con un adecuado desempeño estructural y un menor impacto medioambiental, aunque son necesarios estudios adicionales específicos de pavimentación para validar estos hallazgos.

Palabras clave: escoria de cobre, material cementicio suplementario, pavimentos de hormigón, durabilidad

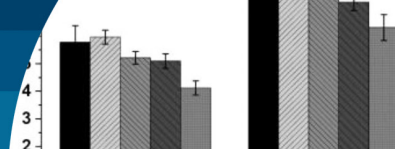
This article investigates the use of copper slag (CS), a massive waste product of the mining industry, as a supplementary cementitious material (SCM) in concrete mixes for potential pavement applications, evaluating its mechanical properties and durability against aggressive agents. Experimentally, it was observed that replacing up to 20% (volume) of the cement with CS does not significantly reduce flexural and tensile strength (FT), and that 10% CS increases long-term FT strength (360 days) by 3.3% compared to the reference concrete (without CS). Furthermore, a reduction in water penetration depth of 36% and 38% was recorded at 28 and 90 days, respectively. It is concluded that CS has potential use in concrete mixes for pavements, with adequate structural performance and a lower environmental impact, although further specific pavement studies are needed to validate these findings.

Keywords: copper slag, cementitious material, concrete pavements, durability

Introducción

El hormigón es el material manufacturado más utilizado a nivel mundial, principalmente por su durabilidad, resistencia y bajo costo. No obstante, la producción de cemento, el componente esencial del hormigón, genera alrededor del 7% de las emisiones globales de CO₂, lo que plantea un desafío ambiental importante (de Pedro *et al.*, 2023). Por ejemplo, en el año 2020 se produjeron aproximadamente 14 billones de m³ de hormigón, lo que implica un consumo de 4,2 billones de toneladas de cemento, considerando

300 kg de cemento por metro cúbico de hormigón, la cantidad mínima recomendada para la dosificación de un hormigón para pavimento (GCCA, 2024; Yepes, 2023). La búsqueda de alternativas para mitigar las emisiones de CO₂ ha impulsado el desarrollo de materiales cementicios suplementarios (MCS) que puedan sustituir parcialmente al clínker en la producción de cemento o reemplazar una fracción de cemento en el hormigón, contribuyendo así a la reducción de las emisiones de carbono (Juenger *et al.*, 2019).



La escoria de cobre (EC), un residuo masivo de la industria minera, ha mostrado ser un MCS prometedor, tal como se reporta en diferentes estudios (Dhir *et al.*, 2017; Moura *et al.*, 2007). Su uso en hormigón como MCS puede mejorar tanto las propiedades mecánicas como la durabilidad, como es el caso del aumento de la resistencia a la flexotracción (FT) y la reducción de la porosidad, especialmente a largo plazo. La extracción de cobre genera grandes cantidades de EC, estimándose que se producen entre 2 y 3 toneladas de EC por cada tonelada de cobre extraído (Najimi y Pourkhorshidi, 2011). En particular Codelco, uno de los principales productores de cobre en el mundo, genera aproximadamente 163 toneladas de EC diariamente en Chile, lo que se traduce en alrededor de 371 millones de toneladas de EC acumuladas entre el año 2014 y 2020 (USGS, 2020).

La incorporación de EC como MCS en el hormigón no solo podría reducir las emisiones de CO₂ asociadas a la producción de cemento y disminuir la acumulación de EC en vertederos, sino también mejorar las propiedades físicas y mecánicas del hormigón con aplicaciones, por ejemplo, en pavimentos. En particular, la resistencia a la FT es fundamental en pavimentos, puesto que permite que la estructura soporte las solicitaciones impuestas por las cargas dinámicas y estáticas producto del tráfico vehicular, que generan tensiones de flexión (Chen *et al.*, 2023). Las fisuras que pueden surgir por estas tensiones facilitan la infiltración de agua y otros agentes que aceleran el deterioro del pavimento, afectando su durabilidad y seguridad y reduciendo su vida útil (Aghaeipour y Madhkan, 2020).

Estudios previos sobre el uso y efecto de la EC como MCS en hormigón han mostrado mejoras en la resistencia a la FT de los hormigones, lo que sugiere un potencial uso para pavimentos de hormigón (Arredondo *et al.*, 2024; Moura *et al.*, 2007; Najimi y Pourkhorshidi, 2011). Sin embargo, estos estudios se han centrado en aplicaciones generales del hormigón, y no específicamente en su uso para pavimentos. De esta manera, este estudio tiene como objetivo analizar el potencial de la EC como MCS para mejorar la resistencia a la FT en hormigones con potencial uso en pavimentos de hormigón.

La novedad de este estudio radica en la exploración del uso de la EC como MCS en porcentajes de reemplazo crecientes en volumen, es decir, 0, 10, 20, 30, 50%,

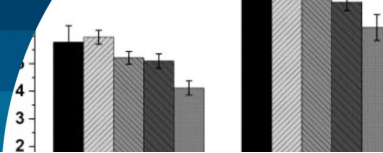
incluyendo una mezcla con 0% de reemplazo de EC como referencia, para evaluar el efecto de dosis crecientes de EC en el comportamiento mecánico (compresión, FT) y de durabilidad, a corto y largo plazo, de mezclas de hormigón con potencial uso en pavimentos. Contribuyendo con este enfoque a la posible reducción de la acumulación de desechos mineros y a la disminución de las emisiones de CO₂ asociadas con la producción de cemento.

El artículo se estructura de la siguiente manera: se describe la metodología experimental utilizada en este estudio, incluyendo los materiales, diseño de mezcla y procedimientos de evaluación de propiedades mecánicas y de durabilidad del hormigón con EC. Luego se presenta los resultados obtenidos y su análisis detallado, con un enfoque en la trabajabilidad, resistencia a la compresión y a la FT, así como la resistencia del hormigón ante agentes agresivos. Después se evalúa la seguridad y el impacto medioambiental del uso de EC en hormigón, incluyendo una revisión bibliográfica de aspectos de toxicidad y radioactividad, y complementando con una prueba de lixiviación de metales pesados hecha en este estudio. Finalmente, se resumen los principales hallazgos del estudio y se proponen futuras investigaciones para validar el uso de EC en pavimentos de hormigón, particularmente en condiciones reales de tráfico y durabilidad a largo plazo.

Metodología

Esta investigación sigue un enfoque experimental, acompañado de un análisis estadístico sobre los datos obtenidos. Inicialmente, se describen los materiales y las diversas mezclas de hormigón empleadas, especificando los parámetros evaluados a partir de los resultados experimentales. El estudio se centra en dos propiedades fundamentales del hormigón utilizado en pavimentos: la resistencia a la compresión y la resistencia a la flexotracción FT. Además, se analizará la durabilidad del hormigón con incorporación de EC como MCS mediante una revisión exhaustiva de literatura existente.

Con esta metodología, se pretende contrastar los resultados obtenidos con las normativas vigentes para pavimentos, evaluando así el potencial de la EC para mejorar el rendimiento y la durabilidad de los pavimentos de hormigón.



Materiales

En este estudio, el cemento Portland tipo I (OPC) se empleó como principal material cementante, conforme a la norma ASTM C150 (2022). La EC, proporcionada por Codelco, el mayor productor de cobre a nivel mundial, se utilizó como MCS tras un proceso de molienda (Barros *et al.*, 2022).

En cuanto a las propiedades físicas de la EC, su densidad es de 3500 kg/m³, mientras que la distribución del tamaño de partículas se obtuvo mediante difracción láser, utilizando un MasterSizer 2000 de Malvern. En este análisis, se identificaron los distintos diámetros (D90, D50 y D10), cuyos valores se detallan en la Tabla 1. Por su parte, la composición química se determinó a partir de un análisis de Fluorescencia de Rayos X (FRX). Los principales óxidos presentes en la EC fueron Fe₂O₃ y SiO₂, con menores proporciones de otros óxidos como CaO, Al₂O₃ y MgO. En cuanto a la pérdida por calcinación (PPC), este valor fue del 5,2%, lo que puede atribuirse al proceso de oxidación que ocurre en la fase de fayalita (Fe₂SiO₄) (Mahajan y Muhammad, 2024).

Por otro lado, la composición mineralógica de la EC se analizó a través de Difracción de Rayos X (DRX), cuyos resultados se presentan en la Figura 1. El espectro de DRX muestra que las principales fases cristalinas son la fayalita (Fe₂SiO₄), un mineral perteneciente al grupo de los nesosilicatos, y la magnesioferrita (MgFe₂O₄), un mineral compuesto por óxidos de hierro y magnesio. Además, esta EC presenta una fase amorfa del 50%, calculada mediante el método de Rietveld.

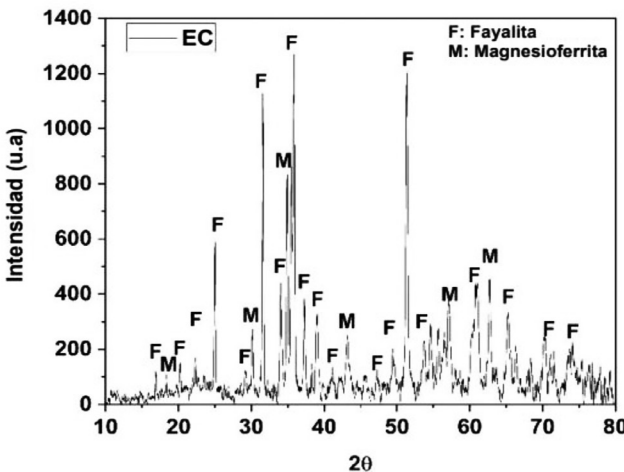


Figura 1: Patrón de difracción de rayos X de la EC

Como árido fino, se empleó arena de río natural, con una gravedad específica de 2580 kg/m³, una absorción de 1,85% y un módulo de finura de 2,67. Para el árido grueso, se utilizó grava chancada con un tamaño máximo nominal de 12,5 mm, una gravedad específica de 2650 kg/m³ y una absorción de 1,65%. Además, se incorporó un aditivo superplastificante reductor de agua (SP) a base de policarboxilato tipo F, de acuerdo con la norma ASTM C494 (2019). En todas las mezclas de hormigón se utilizó agua potable de red.

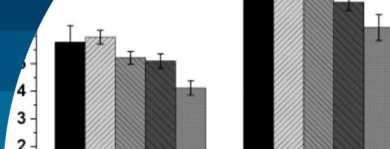
Tabla 1: Composición química y valores de tamaño de partícula del OPC y la EC

Materiales	OPC	EC
Composición química (% en peso)		
SiO ₂	25.08	29.15
CaO	59.15	2.84
Fe ₂ O ₃	3.41	59.15
Al ₂ O ₃	5.12	5.84
MgO	0.94	1.02
SO ₃	2.72	1.15
CuO	-	1.34
Na ₂ O	0.13	1.02
K ₂ O	0.77	1.28
TiO ₂	0.28	0.48
P ₂ O ₅	0.17	0.19
PPC	1.99	- 5.16
Tamaño de partículas		
D90 (μm)	38.93	66.06
D50 (μm)	11.23	15.71
D10 (μm)	1.90	1.36
TMP* (μm)	17.37	26.48

*TMP: Tamaño medio de partículas

Diseño de mezclas

El diseño de las mezclas se desarrolló conforme al código ACI 211.1 (2022). La Tabla 2 detalla las cinco mezclas empleadas: una de referencia con 100% de OPC como material aglomerante y cuatro con reemplazo parcial, en volumen, de OPC por EC en proporciones de 10, 20, 30 y 50% (denominadas 10% EC, 20% EC, 30% EC y 50% EC). Los áridos fino y grueso, el agua y el SP se mantuvieron constantes en todas las mezclas para evaluar el impacto específico de la EC en las propiedades del hormigón, tanto en el estado fresco como en el endurecido.



Tras la preparación de cada mezcla, se evaluó la trabajabilidad del hormigón mediante la prueba de asentamiento de cono. Posteriormente, el hormigón fue vaciado en moldes plásticos y, tras 24 horas de curado inicial, cada espécimen fue desmoldado y colocado en tanques con agua saturada de cal, manteniendo una temperatura de $23 \pm 2^\circ\text{C}$ para su curado final.

Para cumplir con las recomendaciones para pavimentos de hormigón, se estableció una relación agua/cemento (A/C) de 0,55 y una dosificación de OPC de 400 kg/m^3 en la mezcla de referencia, alineándose con las especificaciones sugeridas en la literatura: A/C de 0,4 y 300 kg/m^3 de OPC (Yepes, 2023).

Tabla 2: Dosificación de las mezclas de hormigón con EC

Mezcla ID	Reemplazo, %	OPC, kg/m^3	EC, kg/m^3	Agua, kg/m^3	Arena, kg/m^3	Grava, kg/m^3	SP, kg/m^3
Ref.	0	400	0	218	856.8	812.4	1.77
10% EC	10	360	47.3	218	856.8	812.4	1.77
20% EC	20	320	94.7	218	856.8	812.4	1.77
30% EC	30	280	142	218	856.8	812.4	1.77
50% EC	50	200	236.7	218	856.8	812.4	1.77

*El porcentaje de reemplazo de OPC por EC es en volumen

Es importante señalar que en todas las mezclas la cantidad de agua se mantuvo constante, mientras que la masa de OPC disminuyó progresivamente conforme aumentó el porcentaje de reemplazo por EC. En consecuencia, la reducción de OPC implica un incremento en la relación A/C expresada en términos de masa, sin embargo, la relación entre agua y mezcla cementante (OPC + EC), considerada en términos de volumen, permanece invariable en todos los casos.

Además, dado que el reemplazo se efectuó en base a volumen y no a masa, las cantidades resultantes de cada material cementante no son equivalentes, debido a la diferencia entre sus densidades (3000 kg/m^3 para OPC y 3500 kg/m^3 para EC). Esta condición explica la variación de 36.7 kg observada entre las masas de OPC y EC en la mezcla con un 50% de reemplazo, en la cual la mitad del volumen total de la mezcla cementante corresponde a EC.

Propiedades del hormigón endurecido

Para evaluar la resistencia a compresión, se utilizaron especímenes cilíndricos de hormigón de 76,2 mm de

diámetro y 152,4 mm de altura, conforme a la norma ASTM C39 (2021), con mediciones a los 7, 28, 90, 180 y 360 días de curado. La resistencia a flexión se midió en especímenes prismáticos de $75 \text{ mm} \times 75 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$, siguiendo la norma ASTM C293 (2016), con ensayos a los 28 y 360 días de curado. Se analizaron tres especímenes de cada mezcla en cada período de curado, para asegurar la representatividad estadística de los resultados de cada propiedad evaluada.

Ensayo de lixiviación de metales pesados

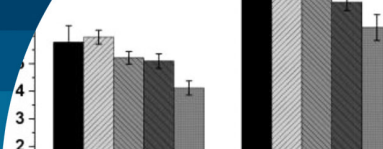
Para evaluar el potencial de lixiviación de metales pesados de las mezclas, se realizó el Ensayo de Procedimiento Característico de Toxicidad (TCLP, por sus siglas en inglés). Este método, estandarizado por la Agencia de Protección Ambiental de Estados Unidos (EPA), simula las condiciones de un vertedero para determinar la movilidad de contaminantes inorgánicos.

El ensayo se realizó sobre muestras de hormigón endurecido con porcentajes de reemplazo de 20% y 50% de OPC por EC (en volumen). Los lixiviados obtenidos se analizaron para determinar la concentración de ocho metales pesados: As, Ba, Cd, Cr, Hg, Ag, Pb y Se. Los resultados se compararon con los límites establecidos por la EPA (1992) y el Reglamento Sanitario sobre manejo de residuos peligrosos de Chile (DS148, 2004).

Resultados

Antes de presentar los resultados experimentales, se establece un contexto normativo aplicable en Chile y España para ampliar el alcance y validez de los hallazgos. En Chile, el Código de Normas y Especificaciones Técnicas de Obras de Pavimentación (CNETOP) exige para pavimentos de hormigón una resistencia mínima a compresión de 30 MPa y una resistencia a FT de al menos 5 MPa a los 28 días de curado. Para vías de menor tráfico, como vías de servicio, locales y pasajes, la resistencia a FT permitida puede oscilar entre 4 y 5 MPa (MINVU, 2018).

En el ámbito internacional, el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes (PG-3) del Ministerio de Fomento de España establece un rango de resistencia a compresión de entre 25 y 35 MPa y una resistencia a FT de 3,5 a 4,5 MPa a los 28 días de curado (Yepes, 2023).



Las siguientes secciones examinan el rendimiento de las mezclas de hormigón con distintos porcentajes de sustitución de OPC por EC frente a estas normativas, comparando con la mezcla de referencia. Además, se realiza un análisis de la literatura existente sobre la durabilidad de mezclas de hormigón que incorporan EC como MCS, proporcionando una visión integral del desempeño de estas mezclas.

Trabajabilidad (prueba de asentamiento de cono)

La Figura 2 muestra como la incorporación de EC afecta la trabajabilidad del hormigón. Las barras en esta y las figuras subsiguientes (Figura 3 y Figura 4) representan los valores promedio, mientras que las barras de error muestran una desviación estándar arriba y abajo del promedio. El asentamiento promedio de la mezcla de referencia, compuesta por 100% OPC, fue de 14,3 cm. Con un reemplazo del 10% de OPC por EC, el asentamiento promedio aumentó ligeramente, lo cual coincide con estudios previos (Mahajan y Muhammad, 2024).

En la mezcla con un 20% de EC, se observó una reducción en el asentamiento promedio de 16,1% respecto a la mezcla de referencia. Esta disminución en trabajabilidad se puede atribuir a la forma angular e irregular de las partículas de EC en comparación con las de OPC, lo cual afecta negativamente la fluidez de la mezcla. Además, el SP mostró menor efectividad en las partículas de EC que en las de OPC.

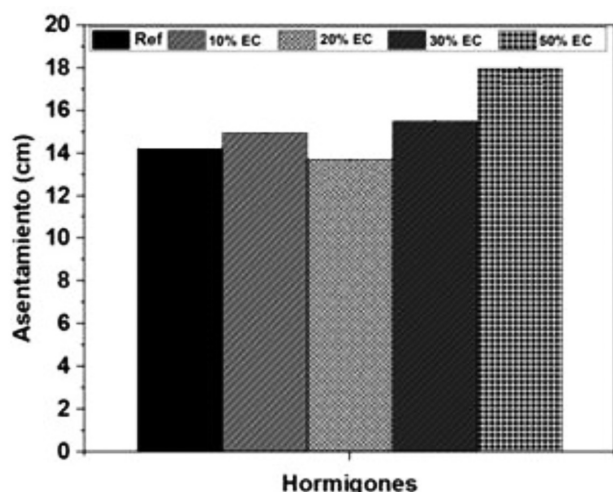


Figura 2: Prueba de asentamiento de cono de las mezclas de hormigón

Por otro lado, las mezclas con mayor porcentaje de reemplazo de EC (30% y 50%) presentaron un asentamiento promedio más alto, alcanzando hasta un 27,3% más que el de la mezcla de referencia. Este aumento en la trabajabilidad se explica por una mayor relación entre el agua y el OPC, ya que al mantenerse constante el agua y disminuir la masa de OPC en la mezcla cementicia (OPC + EC), se incrementa el asentamiento al reducir la concentración de compuestos del clínker (C_3S , C_2S , C_3A), disminuyendo así la actividad inicial en la reacción de hidratación (Zeyad *et al.*, 2023).

Resistencia a compresión

La Figura 3 muestra los resultados de la resistencia a compresión de mezclas de hormigón con distintos porcentajes de reemplazo de OPC por EC, evaluados a los 7, 28, 90, 180 y 360 días de curado. En todos los casos, la resistencia a compresión aumentó con el tiempo de curado, como era previsible. Sin embargo, los valores promedio de resistencia disminuyeron consistentemente a medida que aumentaba el porcentaje de EC, con reducciones entre un 9,1% (10% EC) y un 63% (50% EC) a los 7 días en comparación con la mezcla de referencia, que alcanzó 35,1 MPa. A los 28 días, las reducciones variaron entre 6,1% (10% EC) y 55,81% (50% EC), con una resistencia de referencia de 44,3 MPa.

Este patrón concuerda con investigaciones previas, que también informan disminuciones en la resistencia inicial al reemplazar OPC con EC (Mahajan y Muhammad, 2024). Estudios sobre otros MCS, como cenizas volantes y cenizas de cáscara de arroz, documentaron igualmente una menor resistencia inicial, atribuida a la baja reactividad en las primeras etapas de hidratación (Karim *et al.*, 2024; Yaseen *et al.*, 2024).

Con tiempos de curado más largos, la diferencia en resistencia entre la mezcla de referencia y la mezcla con un 10% de EC disminuyó considerablemente, con diferencias de 4,3, 2,8 y 0,5% a los 90, 180 y 360 días, respectivamente, lo que indica que la EC contribuye a la formación de C-S-H en etapas avanzadas. Una tendencia similar se observó en la mezcla con 20% de EC, que a los 360 días alcanzó el 95,3% de la resistencia de la mezcla de referencia (54,3 MPa). No obstante, mezclas con 30% y 50% de EC mostraron pérdidas significativas

de resistencia a compresión en todas las edades evaluadas, con reducciones de entre 21,1 y 46,9% a los 180 días, y entre 20,1 y 39,8% a los 360 días.

Estos resultados indican que el hormigón con hasta un 30% de EC puede cumplir con las normativas chilenas e internacionales. La Figura 3 muestra que, a los 28 días de curado, las mezclas con hasta un 30% de EC alcanzan resistencias a compresión superiores a 30 MPa, cumpliendo con los requisitos del CNETOP chileno y el PG-3 español.

En conjunto, estos resultados sugieren que el uso de hasta un 30% de EC como reemplazo parcial de OPC constituye una alternativa viable y sostenible para pavimentos de hormigón, cumpliendo con normativas técnicas exigidas.

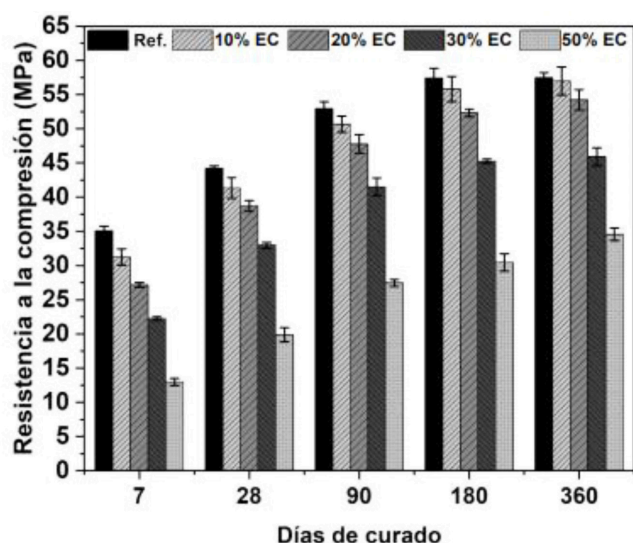


Figura 3: Resultados de resistencia a compresión de las mezclas de hormigón con días de curado ascendentes

Resistencia a flexión

La Figura 4 muestra los resultados de resistencia a flexión de las mezclas de hormigón a los 28 y 360 días de curado. A los 28 días, la mezcla con un 10% de EC alcanzó una resistencia de 5,97 MPa, superando en un 3,3% a la mezcla de referencia, atribuible al efecto de relleno de las partículas finas de EC (D10: 1.36 μ m). No obstante, en mezclas con mayores porcentajes de reemplazo de OPC por EC, la resistencia a flexión disminuyó progresivamente, debido al efecto de dilución y la baja reactividad inicial de la EC. Estudios anteriores también reportan incrementos en resistencia a flexión con adiciones moderadas de EC (2 a 10%), relacionándolos con mejoras en la zona de transición

interfacial gracias a reacciones puzolánicas y al efecto de relleno (Burbano-García *et al.*, 2025; Wang *et al.*, 2023).

A los 360 días, la mezcla con 10% de EC presentó la mayor resistencia promedio a flexión (8,64 MPa), seguida de cerca por la mezcla de referencia (8,36 MPa). La mezcla con 20% de EC alcanzó el 96% de la resistencia de la referencia, mientras que la menor resistencia (6,31 MPa) correspondió a la mezcla con 50% de EC.

En síntesis, a los 28 días de curado, las mezclas con hasta 30% de EC lograron resistencias superiores a 5 MPa, cumpliendo las normativas chilenas y españolas. Incluso con un 50% de EC, la resistencia se mantuvo por encima de 4 MPa, suficiente para pavimentos de menor carga en Chile y dentro de los requisitos españoles. A los 360 días, todas las mezclas superaron los 5 MPa, destacando el potencial de la EC como MCS en pavimentos de hormigón y su contribución a una construcción más sostenible.

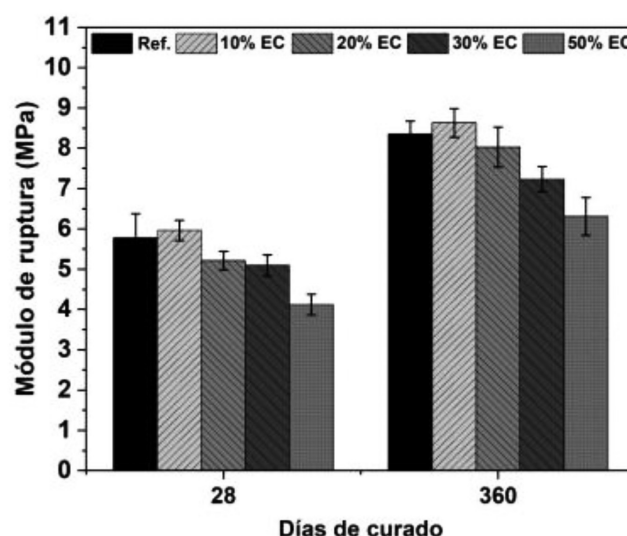
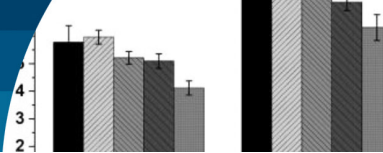


Figura 4: Resultados de resistencia a flexión de las mezclas de hormigón con días de curado ascendentes

Resistencia ante agentes agresivos

El hormigón con EC muestra un comportamiento favorable frente a agentes agresivos, destacando mejoras en durabilidad comparado con el hormigón convencional. La EC actúa como material de relleno, densificando la microestructura y reduciendo la porosidad del hormigón, lo cual mejora su resistencia a la penetración de agentes como agua, sulfatos y cloruros, que son causas de deterioro a largo plazo.



Estudios anteriores reportan una menor profundidad de carbonatación en el hormigón con EC respecto a la mezcla de referencia, indicando que la menor porosidad limita la difusión de CO₂ y reduce la degradación por carbonatación, lo cual protege mejor contra la corrosión (Moura *et al.*, 2007). Además, con un 10% de EC, la penetración de agua se redujo en un 36% y 38% a los 28 y 90 días, respectivamente, y se observó menor permeabilidad a los iones de cloruro en etapas avanzadas, disminuyendo el riesgo de corrosión del acero y extendiendo así la vida útil de las estructuras.

Frente a soluciones de sulfatos, el hormigón con EC mostró menor expansión, especialmente con un 10% de EC, lo que reduce la formación de productos expansivos como la etringita, disminuyendo las microfisuras y mejorando la integridad estructural del hormigón (Najimi y Pourkhorshidi, 2011; Silva *et al.*, 2025a, 2025b).

En conclusión, la EC es adecuada para hormigones expuestos a ambientes agresivos, donde se requiere alta durabilidad. Su menor permeabilidad y expansión mejoran la resistencia del hormigón frente a ataques químicos y reducen la probabilidad de degradación estructural a largo plazo.

Seguridad y medioambiente

En esta sección se presenta un análisis de la seguridad y el impacto ambiental de la EC como MCS. El análisis se compone de dos partes: (1) una revisión de literatura y normativa vigente sobre toxicidad y radioactividad, y (2) un análisis experimental de los resultados de la prueba de lixiviación (TCLP) realizada en este estudio.

Toxicidad y lixiviación de metales pesados

La seguridad en el uso de la EC en mezclas de hormigón está respaldada por la Convención de Basilea de las Naciones Unidas, que no clasifica la EC como residuo peligroso. Estudios de lixiviación indican que los niveles de metales pesados en hormigones con EC están por debajo de los límites establecidos por la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos y las Órdenes de Calidad Ambiental de Malasia (Shi *et al.*, 2008).

El uso de EC en mezclas con OPC facilita la encapsulación física y estabilización química de metales pesados, reduciendo su movilidad y riesgo de lixiviación. Según

la norma GB 5085.3–2007: Estándares de identificación para residuos peligrosos, las concentraciones de metales lixiviados en hormigón con EC se mantienen dentro de límites seguros (He *et al.*, 2021). Estos resultados confirman que la EC es segura para su uso en hormigón, sin un riesgo significativo de contaminación ambiental.

Para complementar el análisis de literatura, los resultados del ensayo TCLP realizado sobre las mezclas 20% EC y 50% EC se presentan en la Tabla 3. Los resultados experimentales demuestran que las concentraciones de todos los metales analizados en los lixiviados están muy por debajo de los límites máximos permisibles, tanto de la norma estadounidense (EPA, 1992) como de la chilena (DS148, 2004).

Específicamente, metales pesados como As, Cr, Pb, Cd y Ag arrojaron concentraciones por debajo del límite de detección del método. El Bario (Ba), aunque presente, mostró una concentración máxima de 1,573 mg/L (incluso en la mezcla 50% EC), un valor insignificante frente al límite de 100 mg/L. Estos hallazgos confirman que la matriz cementicia del hormigón encapsula y estabiliza eficazmente los metales pesados de la EC, validando su uso seguro.

Tabla 3: Resultados del ensayo de lixiviación (TCLP) en mg/L

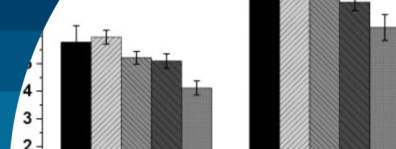
Mezcla ID	As, mg/L	Cr, mg/L	Hg, mg/L	Pb, mg/L	Se, mg/L	Ba, mg/L	Cd, mg/L	Ag, mg/L
20% EC	<0,002	<0,007	0,005	<0,051	<0,001	1,101	<0,046	<0,032
50% EC	<0,002	<0,007	<0,002	<0,051	<0,001	1,573	<0,046	<0,032
EPA*	5	5	-	5	-	100	1	-
CMP-	5	5	0,2	5	1	100	1	5

*EPA, umbral límite estándar (mg/L)

-Concentración Máxima Permitida (CMP), Reglamento Sanitario sobre manejo de residuos peligrosos (DS148, 2004)

Radioactividad

En cuanto a la radioactividad, estudios han mostrado que el reemplazo de hasta un 30% de OPC por EC no presenta un riesgo radiológico significativo. Sin embargo, cuando el porcentaje de reemplazo aumenta a un 50%, los niveles de radionúclidos pueden superar los límites de seguridad establecidos por la normativa GB 6566-2010: Límites de radionúclidos en materiales de construcción (Wang *et al.*, 2020).



Este hallazgo indica que, si bien la EC es segura en aplicaciones de hormigón, se debe realizar una evaluación rigurosa al emplear porcentajes superiores al 30%, especialmente en contextos de exposición prolongada al material. Por lo tanto, se recomienda limitar el uso de EC a un 30% para cumplir con estándares de seguridad radiológica y asegurar la protección de los usuarios y el entorno a largo plazo.

Conclusiones

Este estudio propone que la escoria de cobre EC es un material cementicio suplementario MCS viable para su aplicación en pavimentos de hormigón, aportando beneficios tanto técnicos como ambientales. A continuación, se presentan los principales hallazgos.

Viabilidad técnica: La incorporación de EC en proporciones de hasta un 30% demostró ser técnicamente factible, cumpliendo con los requisitos de resistencia a compresión y a flexo-tracción FT establecidos en las normativas chilenas e internacionales para pavimentos de hormigón. Estos resultados validan el uso de EC como reemplazo parcial de cemento en la fabricación de pavimentos duraderos y resistentes.

Docilidad y trabajabilidad: La inclusión de EC en las mezclas de hormigón no afecta significativamente la trabajabilidad ni la docilidad del material. Las mezclas con diferentes porcentajes de EC presentaron asentamientos similares a los de la mezcla de referencia, sin requerir ajustes considerables en la cantidad de agua. Este comportamiento facilita la colocación y manipulación del hormigón en obra, manteniendo la facilidad de aplicación en grandes superficies, una característica ventajosa para aplicaciones en pavimentación.

Porosidad y durabilidad: Una de las principales ventajas de utilizar EC como MCS es la reducción de la porosidad del hormigón, lo cual mejora su durabilidad, especialmente en entornos expuestos a agentes agresivos. La disminución de la permeabilidad contribuye a una mayor resistencia a la penetración de cloruros, sulfatos y agua, limitando los efectos de la carbonatación y otros mecanismos de degradación a largo plazo. Estas características son especialmente relevantes para pavimentos en ambientes costeros o industriales, donde la durabilidad es esencial.

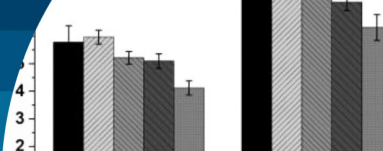
Impacto ambiental positivo: La sustitución parcial de cemento por EC en el hormigón representa una alternativa sostenible en la construcción. Al reducir la acumulación de desechos mineros y las emisiones de CO₂ asociadas con la producción de cemento, la utilización de EC contribuye significativamente a la mitigación del impacto ambiental de la industria de la construcción, promoviendo prácticas constructivas más sostenibles.

Seguridad y confiabilidad: El ensayo de lixiviación (TCLP) realizado en este estudio confirma experimentalmente que el hormigón con reemplazos de OPC por EC (incluso hasta 50%) cumple con las normativas sobre liberación de metales pesados. Esto, sumado a la revisión de literatura que indica que la radioactividad no es un riesgo en dosis de hasta 30% de reemplazo, garantiza la viabilidad del uso de EC en pavimentación sin comprometer la seguridad pública ni el medio ambiente.

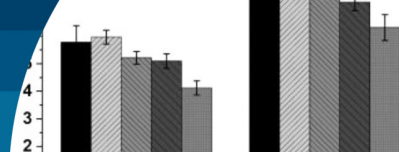
En conclusión, esta investigación respalda el uso de EC como MCS para hormigón, siendo una alternativa técnica y ambientalmente viable en la producción de pavimentos. La incorporación de EC no solo mejora la durabilidad y resistencia del hormigón, sino que también contribuye a la reducción del impacto ambiental en la industria de la construcción, al disminuir los desechos mineros y las emisiones de CO₂. Se recomienda, sin embargo, que futuras investigaciones incluyan ensayos a gran escala en condiciones de tráfico real, así como estudios de durabilidad a largo plazo, para validar y ampliar los resultados obtenidos en este estudio y consolidar su aplicación en infraestructuras viales sostenibles.

Referencias

- Aghaeipour, A. and Madhkhan, M. (2020). Mechanical properties and durability of roller compacted concrete pavement (RCCP) – a review. *Road Materials and Pavement Design* 21(7), 1775–1798. <https://doi.org/10.1080/14680629.2019.1579754>
- ACI PRC-211.1 (2022). Standard practice for selecting proportions for normal, heavyweight, and mass concrete. American Concrete Institute, Detroit MI, USA
- Arredondo, P.W.C., Silva, Y.F., Araya-Letelier, G. and Hernández, H. (2024). Valorization of recycled aggregate and copper slag for sustainable concrete mixtures: mechanical, physical, and environmental performance. *Sustainability* 16(24), 11239. <https://doi.org/10.3390/su162411239>



- ASTM C293 (2016). Standard test method for flexural strength of concrete (using simple beam with third-point loading. ASTM International, West Conshohocken PA, USA, https://doi.org/10.1520/C0293_C0293M-16
- ASTM C494 (2019). Standard specification for chemical admixtures for concrete. ASTM International, West Conshohocken PA, USA, https://doi.org/10.1520/C0494_C0494M-19
- ASTM C39 (2021). Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens. ASTM International, West Conshohocken PA, USA, https://doi.org/10.1520/C0039_C0039M-21
- ASTM C150 (2022). Standard specification for Portland cement. ASTM International, West Conshohocken PA, USA, https://doi.org/10.1520/C0150_C0150M-22
- Barros, K.S., Vielmo, V.S., Moreno, B.G., Riveros, G., Cifuentes, G. and Bernardes, A.M. (2022). Chemical composition data of the main stages of copper production from sulfide minerals in Chile: a review to assist circular economy studies. *Minerals* **12**(2), 250. <https://doi.org/10.3390/min12020250>
- Burbano-Garcia, C., Silva, Y.F., Araya-Letelier, G. and González, M. (2025). Hydration kinetics and mechanical performance of cement pastes with copper slag as supplementary cementitious material. *Journal of Building Engineering* **112**, 113673. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2025.113673>
- Chen, W., Li, B. and Xu, Y. (2023). Recycled aggregate concrete for pavement rapid repair. In *Multi-Functional Concrete with Recycled Aggregates*. Woodhead Publishing Series in Civil and Structural Engineering, Y. Xu and R. Jin (eds.), 251–265. <https://doi.org/10.1016/B978-0-323-89838-6.00010-4>
- de Pedro, J.P.Q., Lagao, J.A.T. and Ongpeng, J.M.C. (2023). Life cycle assessment of concrete using copper slag as a partial cement substitute in reinforced concrete buildings. *Buildings* **13**(3), 746. <https://doi.org/10.3390/buildings13030746>
- Dhir, R.K., de Brito, J., Mangabhai, R. and Lye, C.Q. (2017). Introduction. In *Sustainable Construction Materials: Copper Slag*, Elsevier, 1–8. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-100986-4.00001-8>
- DS148 (2004). Aprueba reglamento sanitario sobre manejo de residuos peligrosos. Decreto Supremo 148. Diario Oficial de la República de Chile, Ministerio de Salud, Santiago, Chile.
- EPA (1992). Method 1311: Toxicity characteristic leaching procedure. Test methods for evaluating solid waste, physical/chemical methods (SW-846). US Environmental Protection Agency, Washington DC, USA
- GCCA (2024). Concrete future - roadmap to net zero. Cement and Concrete around the World. Global Cement and Concrete Association, London, UK
- He, R., Zhang, S., Zhang, X., Zhang, Z., Zhao, Y. and Ding, H. (2021). Copper slag: The leaching behavior of heavy metals and its applicability as a supplementary cementitious material. *Journal of Environmental Chemical Engineering* **9**(2), 105132. <https://doi.org/10.1016/j.jece.2021.105132>
- Juenger, M.C.G., Snellings, R. and Bernal, S.A. (2019). Supplementary cementitious materials: New sources, characterization, and performance insights. *Cement and Concrete Research* **122**, 257–273. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2019.05.008>
- Karim, R., Islam, Md. H., Datta, S.D. and Kashem, A. (2024). Synergistic effects of supplementary cementitious materials and compressive strength prediction of concrete using machine learning algorithms with SHAP and PDP analyses. *Case Studies in Construction Materials* **20**, e02828. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2023.e02828>
- Mahajan, D.S. and Muhammad, S. (2024). Assessment of the viability of pozzolanic activity of copper slag for use as supplementary cementitious material in ordinary Portland cement. *Journal of Building Engineering* **83**, 108375. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2023.108375>
- MINVU (2018). Código de normas y especificaciones técnicas de obras de pavimentación. Estándares Técnicos de Construcción. División Técnica de Estudio y Fomento Habitacional. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Santiago, Chile.
- Moura, W.A., Gonçalves, J.P. and Lima, M.B.L. (2007). Copper slag waste as a supplementary cementing material to concrete. *Journal of Materials Science* **42**(7), 2226–2230. <https://doi.org/10.1007/s10853-006-0997-4>
- Najimi, M. and Pourkhorshidi, A.R. (2011). Properties of concrete containing copper slag waste. *Magazine of Concrete Research* **63**(8), 605–615. <https://doi.org/10.1680/macr.2011.63.8.605>
- Shi, C., Meyer, C. and Behnood, A. (2008). Utilization of copper slag in cement and concrete. *Resources, Conservation and Recycling* **52**(10), 1115–1120. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2008.06.008>



Silva, Y.F., Burbano-Garcia, C., Araya-Letelier, G. and Izquierdo, S. (2025a). Sulfate attack performance of concrete mixtures with use of copper slag as supplementary cementitious material. *Case Studies in Construction Materials* **22**, e04846. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2025.e04846>

Silva, Y.F., Burbano-Garcia, C., Rueda, E.J., Reyes-Román, A. and Araya-Letelier, G. (2025b). Short- and long-term mechanical and durability performance of concrete with copper slag and recycled coarse aggregate under magnesium sulfate attack. *Applied Sciences* **15**(15), 8329. <https://doi.org/10.3390/app15158329>

USGS (2020). Copper statistics and information. Statistics and information on the worldwide supply of, demand for, and flow of the mineral commodity copper. United States Geological Survey, USA.

Wang, D., Wang, Q. and Huang, Z. (2020). Reuse of copper slag as a supplementary cementitious material: Reactivity and safety. *Resources, Conservation and Recycling* **162**, 105037. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2020.105037>

Wang, Y., Yuan, Z., Yang, J., He, Y., He, X., Su, Y. and Strnadel, B. (2023). Utilization of ultra-fine copper slag to prepare eco-friendly ultrahigh performance concrete by replacing silica fume. *Construction and Building Materials* **406**, 133476. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.133476>

Yaseen, N., Alcivar-Bastidas, S., Irfan-ul-Hassan, M., Petroche, D.M., Qazi, A.U. and Ramirez, A.D. (2024). Concrete incorporating supplementary cementitious materials: Temporal evolution of compressive strength and environmental life cycle assessment. *Heliyon* **10**(3), e25056. <https://doi.org/10.1016/j.heliyon.2024.e25056>

Yepes, V. (2023). El hormigón para pavimentos de hormigón en carreteras. Poli Blogs. Universidad Politécnica de Valencia, España.

Zeyad, A.M., Shubaili, M. and Abutaleb, A. (2023). Using volcanic pumice dust to produce high-strength self-curing concrete in hot weather regions. *Case Studies in Construction Materials* **18**, e01927. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2023.e01927>

Estudio preliminar de la viabilidad de hormigones con fibra metálica de neumáticos fuera de uso para pavimentos autocalentantes

Preliminary feasibility study of concrete with metallic fibres from end-of-life tires for self-heating pavements

Fecha de entrega: 11 de agosto 2025

Fecha de aceptación: 20 de noviembre 2025

Yasna Segura¹, Pedro Vidal², Berta Vivar¹, Claudio Villarreal¹,
Rolando Aguilar¹, Cristian Borquez³

¹ Universidad de Magallanes, Facultad de Ingeniería, Av. Bulnes 01855, Punta Arenas, Chile, yasna.segura@umag.cl (<https://orcid.org/0000-0001-6394-5392>), berta.vivar@umag.cl (<https://orcid.org/0000-0003-3396-6656>), claudio.villarreal@umag.cl, rolando.aguilar@umag.cl

² Constructora Salfa, José Loncharic 01785, Punta Arenas, Chile, pedrovidal.2001@gmail.com

³ Dirección Regional de Aeropuertos, Croacia 722, Piso 7, Punta Arenas, Chile, cristian.borquez@mop.gov.cl

La investigación explora alternativas a las fibras metálicas industriales (FMI) utilizadas en hormigón, planteando su sustitución por fibra metálica proveniente de neumáticos fuera de uso (FMNFU) y por viruta de acero (VA). El objetivo consiste en analizar los efectos de la incorporación de FMNFU en el comportamiento mecánico y físico de hormigones destinados a pavimentos autodescongelantes. Los ensayos indican que la mezcla 1,5FMI+13,5VA presenta una resistencia a la compresión equivalente a la del hormigón convencional, mientras que la mezcla 1,5FMNFU+13,5VA evidencia una disminución del 25,9% respecto del control, atribuida a la presencia de contaminantes. No obstante, se observa un desempeño térmico superior en la mezcla con FMNFU, la cual muestra una eficiencia 3,4 veces mayor en el incremento de temperatura interna en comparación con la mezcla que incorpora FMI. En conjunto, estos resultados sugieren oportunidades de innovación para la industria del hormigón, al evidenciar que la utilización de materiales reciclados como la FMNFU puede contribuir no solo a la reducción de costos y de la huella de carbono, sino también a una mejora del comportamiento térmico en pavimentos.

Palabras clave: hormigón, pavimento, hormigón fibroreforzado, fibra metálica de neumático fuera de uso

This research explores alternatives to industrial metal fibres (IMF) used in concrete, proposing their replacement with metal fibres from end-of-life tires (ELTF) and steel shavings (SS). The objective is to analyse the effects of incorporating ELTF on the mechanical and physical behaviour of concrete intended for self-defrosting pavements. Tests indicate that the 1.5% IMF + 13.5% SS mixture exhibits compressive strength equivalent to that of conventional concrete, while the 1.5% IMF + 13.5% SS mixture shows a 25.9% decrease compared to the control, attributed to the presence of contaminants. However, superior thermal performance is observed in the mixture with ELTF, which demonstrates 3.4 times greater efficiency in increasing internal temperature compared to the mixture incorporating IMF. Taken together, these results suggest opportunities for innovation in the concrete industry, showing that the use of recycled materials such as FMNFU can contribute not only to reducing costs and the carbon footprint, but also to improving the thermal performance of pavements.

Keywords: concrete, pavement, fibre-reinforced concrete, metal fibre from end-of-life tires

Introducción

La región de Magallanes y de la Antártica Chilena presenta un clima frío y subpolar oceánico,

caracterizado por temperaturas bajas durante todo el año. En el periodo invernal, las temperaturas oscilan entre -1°C y 5°C , mientras que en verano varían entre 5°C y

12°C. Las heladas pueden ocurrir en cualquier época del año (IGM, 2009). Asimismo, se observan eventos de olas de frío, definidos como aquellos en que la temperatura mínima diaria iguala o desciende por debajo de un umbral específico durante tres días consecutivos. Durante julio y agosto de 2023 se reportan precipitaciones de nieve que generan acumulaciones cercanas a 10 cm en vías urbanas y carreteras (DGAC, 2024).

Esta acumulación origina diversas problemáticas, que incluyen dificultades para el tránsito vehicular, interrupciones en actividades económicas y episodios de aislamiento en sectores rurales. En el aeropuerto de Punta Arenas, las nevadas intensas obligan a ejecutar labores de despeje para mantener la operatividad, lo que produce retrasos y cancelaciones de vuelos. Para reducir estos impactos, resulta fundamental remover la nieve y el hielo desde los pavimentos urbanos e interurbanos.

Sin embargo, los métodos tradicionales, como el barrido mecánico y la aplicación de sales, presentan efectos adversos a largo plazo sobre la infraestructura vial. La aplicación continua de sales, particularmente cloruros, incrementa la degradación superficial del hormigón por ciclos de congelamiento/deshielo, lo cual reduce la vida útil de los pavimentos. Adicionalmente, el barrido mecánico puede generar desgaste abrasivo, provocar fisuración prematura en superficies envejecidas y aumentar los costos de mantenimiento debido a intervenciones más frecuentes.

Una de las soluciones pasivas que actualmente concentra interés es la implementación de pavimentos autocalentados para la remoción de nieve y hielo en infraestructura vial. Estos sistemas incorporan mecanismos de calefacción dentro del pavimento, con el fin de elevar la temperatura por sobre 0 °C y permitir el deshielo del material superficial, favoreciendo la continuidad operativa del tránsito en climas fríos.

Dentro de las tecnologías disponibles, los pavimentos con calefacción hidrónica (PCH) operan mediante la circulación de un fluido calentado a través de tuberías empotradas en la estructura del pavimento. No obstante, esta alternativa presenta restricciones relevantes, asociadas principalmente a los altos costos iniciales, la complejidad constructiva y las dificultades de mantenimiento derivadas de posibles fugas del fluido transportado.

En paralelo, se investiga la incorporación de materiales de cambio de fase (MCF) en hormigones destinados a pavimentos autocalentados. Si bien estos materiales pueden contribuir al almacenamiento y liberación térmica, su inclusión en la matriz cementicia tiende a disminuir las propiedades mecánicas y evidencia limitaciones operacionales en condiciones de bajas temperaturas debido a su fase amorfa y a su elevada resistividad eléctrica (Malakooti *et al.*, 2021).

Otra alternativa corresponde al uso de hormigón eléctricamente conductivo (HEC), el cual se caracteriza por su capacidad para generar calor mediante la aplicación de una corriente eléctrica. En este caso, una tensión se aplica entre electrodos embebidos en la capa de HEC, lo que induce el paso de corriente a través de los agregados conductores incorporados y produce un incremento térmico suficiente para promover el deshielo superficial. El HEC se formula a partir de hormigón convencional modificado con agregados conductores como carbón o acero, lo que reduce significativamente la resistividad eléctrica de la mezcla cementicia (Rahman *et al.*, 2022). Este sistema se compone de un suministro de corriente, electrodos, aislantes y termómetros, conocido como sistema de pavimentos autocalentados SPA (Abdualla, 2018).

La presente investigación tiene como objetivo analizar los efectos de la incorporación de FMNFU en el comportamiento mecánico y físico de hormigones destinados para pavimentos autodescongelantes, mediante la comparación de hormigón control con fibras metálicas industriales (FMI) y hormigones con FMNFU y viruta de acero (VA).

Materiales

Los materiales empleados en este estudio comprenden áridos gruesos y finos, cemento Portland puzolánico, agua, fibras metálicas industriales (FMI), fibras metálicas provenientes de neumáticos fuera de uso (FMNFU), viruta de acero reciclado (VA) y aditivos químicos.

Áridos

En la Figura 1 se presentan los resultados de la curva granulométrica correspondiente a la arena, la grava rodada y la grava chancada, determinada de acuerdo con la norma NCh165 (2009). La caracterización de los áridos constituye

un aspecto fundamental para la correcta dosificación de mezclas de hormigón, ya que permite asegurar el cumplimiento de los requisitos establecidos en la normativa chilena vigente. Los parámetros evaluados consideran la granulometría, la densidad real y aparente, así como la absorción de agua (ver Tabla 1). Conforme a lo estipulado en la norma NCh163 (2013), los áridos destinados a la elaboración de hormigones y morteros deben presentar una densidad real seca comprendida entre 2000 y 3000 kg/m³. Adicionalmente, el porcentaje de absorción permitido para las arenas no debe exceder el 3%, mientras que en el caso de las gravas este valor debe ser superior al 2%. El cumplimiento de estos requisitos es esencial para garantizar la estabilidad volumétrica, la trabajabilidad y el desempeño mecánico de las mezclas.

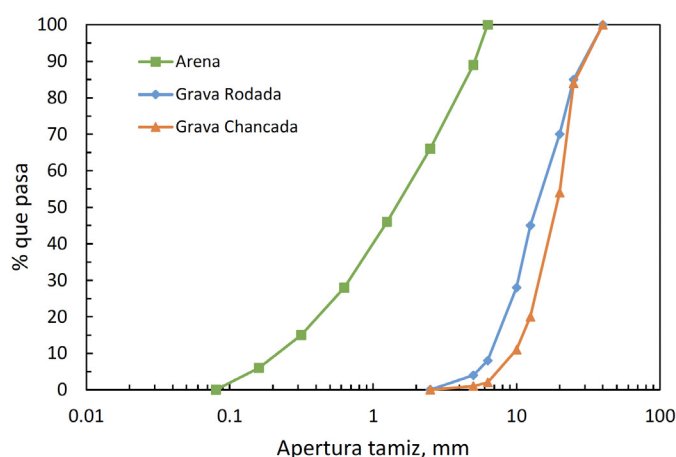


Figura 1: Granulometría de los áridos arena, grava rodada y chancada.

Tabla 1: Densidad y absorción de los áridos

Propiedades físicas	Arena	Grava rodada 1"	Grava chancada 1"	Norma
Densidad real saturado superficialmente seco ρ_{Rss} , kg/m ³	2406	2687	2517	NCh1239 (2009)
Densidad real seco ρ_{Rs} , kg/m ³	2341	2656	2500	
Densidad neta ρ_N , kg/m ³	2502	2741	2544	NCh1117 (2010)
Absorción de agua α , %	2,7	1,2	0,7	

Morteros

Se confeccionan probetas de mortero en moldes de 40×40×160 mm, de acuerdo con la NCh2260 (1996), las

cuales sirven para estudiar las características mecánicas desarrolladas por la mezcla una vez curado el mortero en estado saturado durante 7 y 28 días, con el propósito de seleccionar la dosificación con mayor resistencia mecánica y ensayarla posteriormente en las mezclas de hormigón. El proceso de mezclado se lleva a cabo inicialmente en seco, donde todas las partículas de áridos y los aditivos eléctricamente conductivos se unen de manera manual antes de agregar el agua y utilizar el mezclador eléctrico.

Como se presenta en la Tabla 2, se realizan ensayos con diversas combinaciones de materiales conductivos. En el caso de las fibras metálicas industriales (FMI) y las fibras metálicas de neumáticos fuera de uso (FMNFU), el contenido volumétrico se varía entre 0,75, 1,0, 1,25 y 1,5%. Para la viruta de acero reciclado (VA), se emplea una proporción fija del 13,5%. La cantidad de agua se ajusta a 275 g y la arena se reduce desde 1500 g a 1350 g para mantener la trabajabilidad de la mezcla al incorporar fibras; además, se utiliza un total de 500 g de cemento.

Tabla 2: Dosificación de mezclas de morteros ($a/c = 0,55$)

Nº	Código mezcla	Fibra, g		
		FMI	FMNFU	VA
M0	Control	0,0	0,0	0,0
M1	FMI 1,5%	32,7	0,0	0,0
M2	FMNFU 1,5%	0,0	32,7	0,0
M3	FMI 0,75% + VA 13,5%	15,9	0,0	287
M4	FMNFU 0,75% + VA 13,5%	0,0	15,9	287
M5	FMI 1,0% + VA 13,5%	21,3	0,0	287
M6	FMNFU 1,0% + VA 13,5%	0,0	21,3	287
M7	FMI 1,25% + VA 13,5%	26,5	0,0	287
M8	FMNFU 1,25% + VA 13,5%	0,0	26,5	287
M9	FMI 1,5% + VA 13,5%	32,7	0,0	287
M10	FMNFU 1,5% + VA 13,5%	0,0	32,7	287

Hormigones

Se realiza la mezcla de los materiales en una hormigonera, asegurando una composición uniforme y homogénea. Las fibras se incorporan a la mitad del proceso. Para cada tipo de hormigón se realizan dos mezclas. En la primera se confecciona una probeta prismática de 540×150×150 mm para los ensayos de flexión y de generación de calor. En la segunda preparación se confeccionan cuatro probetas cilíndricas de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura,

Tabla 3: Dosificación hormigón control G25.

Material	Cemento	Agua	Rodado	Chancado	Arena	Incorporador de aire	Reductor de agua	Superplastificante
Unidad	kg/m³	kg/m³	kg/m³	kg/m³	kg/m³	l/m³	l/m³	l/m³
Control G25	330	196	713	327	848	0,10	1,57	0,22

que se ensayan a los 7 y 28 días. En la Tabla 3 se observa la dosificación del hormigón control.

Métodos de medición de propiedades térmicas en hormigón endurecido

Para obtener un hormigón eléctricamente conductivo HEC, se incorporan metales ferrosos con el fin de disminuir su resistividad eléctrica, propiedad que permite transformar el movimiento de electrones en calor. Esta propiedad se evalúa según el procedimiento descrito por Yehia y Tuan (1998). Una probeta prismática de 540×150×150 mm se modifica durante el moldeo en estado fresco, embutiendo dos electrodos de acero galvanizado liviano (perfil L de 63×25 mm) ubicados a 5 cm de los extremos laterales, y colocando en su interior una termocupla DS18B20 con salida PT100, posicionada en el punto medio de su longitud total para medir la temperatura interna del material, como se muestra en la Figura 2(a).

Posteriormente, se ensambla un circuito eléctrico que utiliza un Variac como fuente de poder ajustable, conectado a los electrodos de la probeta de hormigón y a las termocuplas para registrar la temperatura interna. La salida del Variac se ajusta y se mantiene en operación durante al menos 30 min, como se observa en la Figura 2(b).

El método utilizado se basa en el trabajo de Wang y Aslani (2019), donde la probeta se coloca en un congelador preestablecido a -19°C durante 24 horas para evaluar su capacidad de aumentar su temperatura al menos 4°C en un ciclo de 30 min. Una vez alcanzada la temperatura objetivo, la probeta se retira y se conectan los cables del termopar a los puntos de medición en su superficie. La temperatura se registra en tiempo real mediante el dispositivo de adquisición de datos (DAQ) y los datos se procesan en el software GPS WialonLocal mientras se suministra corriente a la probeta en intervalos regulares, hasta alcanzar los 4°C, indicando la finalización del proceso de autocalefacción.

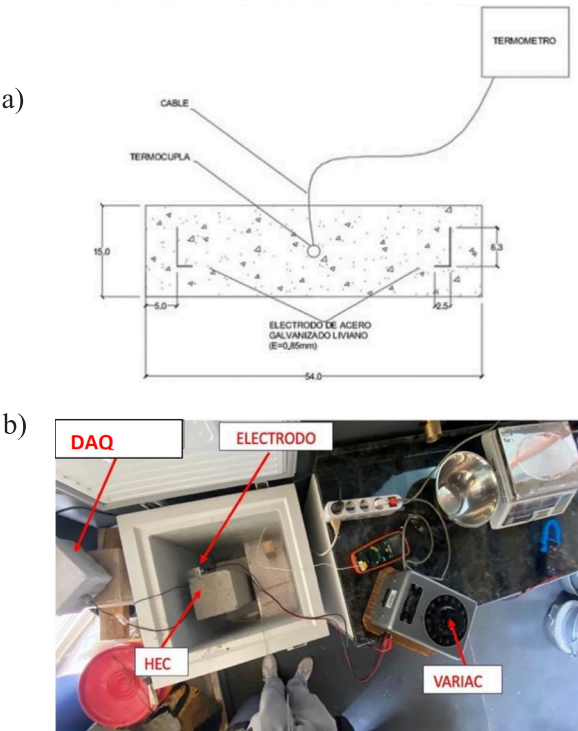


Figura 2: Circuito eléctrico: a) esquema probeta HEC y b) configuración en el laboratorio

Resultados

Ensayo de resistencia a la compresión de mortero

En la Figura 3 se presenta la resistencia a compresión de los morteros ensayados a 7 y 28 días. La mezcla M9 evidencia un incremento del 37,4% a los 7 días, mientras que la mezcla M10 registra un aumento del 21,6% en el mismo periodo. No obstante, a los 28 días ambas mezclas experimentan una disminución en la tasa de aumento de su resistencia: M9 se reduce en 4,5% y M10 en 2,4% respecto de sus valores iniciales. Esta variación pone de manifiesto la necesidad de llevar a cabo una evaluación más detallada de las dosificaciones de fibras metálicas y de los aditivos incorporados, con el fin de optimizar el desempeño resistente del mortero.

En las Figuras 4(a) y 4(b) se presentan los resultados relativos a la ganancia o pérdida de resistencia a compresión. Se utilizó como referencia el mortero control M0, con el

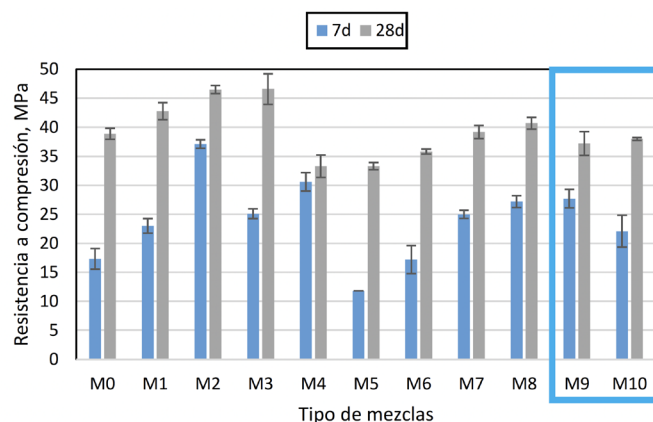


Figura 3: Resistencia mecánica a la compresión, 7 y 28 d.

propósito de evaluar el efecto de la incorporación de FMI y FMNFU en fracciones de 0,75, 1, 1,25 y 1,5%, combinadas con un 13,5% de VA. Los resultados muestran que, tanto a los 7 como a los 28 días, la mayoría de las mezclas exhiben un incremento en la resistencia, mientras que únicamente las mezclas M5 y M6 presentan reducciones. Estos comportamientos indican que el uso de fibras metálicas recicladas presenta un desempeño comparable al de las fibras metálicas industriales.

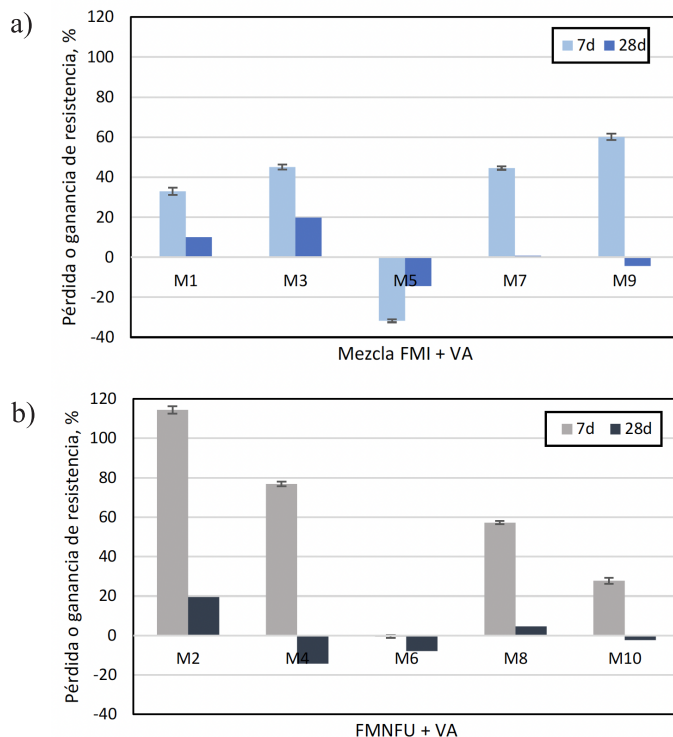


Figura 4: Ganancia de la resistencia a compresión para morteros: a) FMI + VA a 7 y 28 d. y b) FMNFU + VA a 7 y 28 d.

Se opta por trabajar con la mezcla que contiene un 1,5% de FMI o FMNFU y un 13,5% de VA, debido a que destaca por su resistencia mecánica a compresión en morteros. Además, estas combinaciones presentan la mayor cantidad de fibra.

Propiedades del hormigón fresco

En la Tabla 4 se muestran que la mezcla control G25 registra un asentamiento de 11 cm, mientras que las mezclas con FMI 1,5% + VA 13,5% y FMNFU 1,5% + VA 13,5% presentan un asentamiento de 0 cm, evidenciando una pérdida total de trabajabilidad atribuida a la incorporación de fibras metálicas recicladas. En cuanto a la temperatura, los valores se mantienen relativamente estables entre las mezclas, fluctuando entre 17,3 °C y 18,7 °C. Respecto a la densidad aparente, tanto la mezcla con FMI como la mezcla con FMNFU muestran incrementos sustanciales alcanzando 2518 kg/m³ y 2521 kg/m³, respectivamente, en comparación con el control (2295 kg/m³). Estos resultados sugieren que la adición de fibras metálicas y viruta de acero incrementa la compacidad del hormigón, modificando su densidad y su comportamiento en estado fresco.

Tabla 4: Propiedades del hormigón en estado fresco.

Mezcla	Asentamiento, cm	Temperatura, °C	Densidad aparente, kg/m ³
Control G25	11	18,7	2295
FMI 1,5 + VA 13,5	0	17,7	2518
FMNFU 1,5 + VA 13,5	0	17,3	2521

En cuanto a la densidad del hormigón en estado fresco, los resultados mostraron variaciones significativas entre las diferentes mezclas, tanto hormigón con FMI + VA como el de FMNFU + VA presentaron aumentos significativos en su densidad aparente en comparación con el Control, sugiriendo que la adición de fibra metálica influye en la compactación y estructura del hormigón.

Resistencia a compresión del hormigón

Para la resistencia a compresión a los 28 días, se observa que el hormigón con FMI 1,5% + VA 13,5% muestra una resistencia ligeramente superior a la del control, alcanzando 25,4 MPa y 25,1 MPa, respectivamente (ver Figura 5). En contraste, el hormigón con FMNFU 1,5%

+ VA 13,5% experimenta una reducción significativa, registrando 18,6 MPa, lo que destaca la importancia de evaluar cuidadosamente los efectos de estas adiciones en las propiedades del hormigón. Este comportamiento se muestra consistente con lo reportado por Zhang y Gao (2020). Estos hallazgos proporcionan información relevante para la optimización de futuras dosificaciones y el diseño de hormigones autodescongelantes con mejores características de resistencia y trabajabilidad.

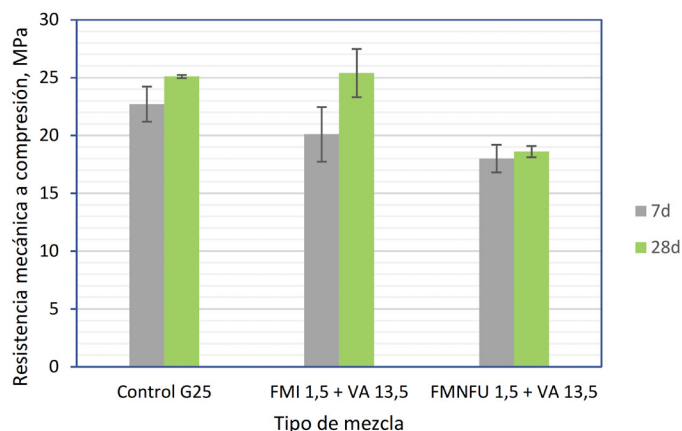


Figura 5: Resistencia a la compresión del hormigón a los 7 y 28 días

Propiedades térmicas del hormigón

Una vez que las probetas prismáticas permanecen durante un día en un congelador a -18°C , se procede a conectar la fuente de alimentación para iniciar el proceso de autocalfacción. Se aplican 200 V para el hormigón control G25 y 110 V para los hormigones con adiciones eléctricamente conductivas, valores seleccionados para simular condiciones de corriente comercial. La Figura 6 muestra que, en 120 min, la temperatura aumenta aproximadamente 16°C en la muestra principal del estudio. A partir de los 90 min, la velocidad de incremento térmico se intensifica, siendo la probeta FMNFI 1,5% + VA 13,5% la que presenta la variación más pronunciada en la pendiente. Esto resulta en un aumento promedio de $0,14^{\circ}\text{C}/\text{min}$, lo que indica una capacidad de autocalfacción 88% mayor en comparación con el hormigón FMI 1,5% + VA 13,5%. En contraste, el incremento de temperatura se mantiene lineal en la mezcla con FMI 1,5% + VA 13,5%, alcanzando un máximo de $16,2^{\circ}\text{C}$ después de 2 h de ensayo. Este comportamiento térmico evidencia la eficacia del hormigón eléctricamente

conductor para generar calor de forma controlada y sostener un incremento térmico adecuado durante el proceso.

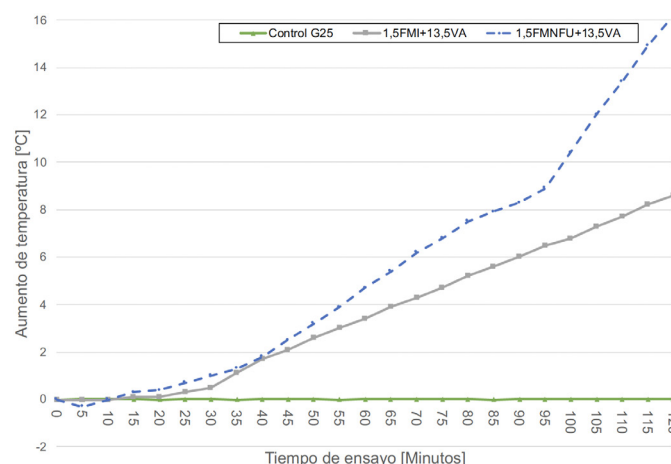


Figura 6: Variación de temperatura en Control G25, 1,5FMI+13,5VA y 1,5FMNFI+13,5VA

Conclusiones

La adición de fibras presenta retos significativos en la trabajabilidad del hormigón fresco, reduciendo su fluidez inicial a niveles cercanos a cero. En particular, la densidad del hormigón en estado fresco aumenta de manera considerable en las mezclas con fibras metálicas industriales (FMI) y viruta de acero (VA), lo que complica el proceso de amasado. No obstante, estas mezclas logran igualar la resistencia a compresión del hormigón control. En contraste, la mezcla con FMNFI y VA muestra una reducción en la resistencia, lo que indica la necesidad de mejorar tanto su trabajabilidad como su capacidad resistente. Por otro lado, se comprueba que la incorporación de materiales eléctricamente conductivos modifica las propiedades físicas del hormigón, permitiendo un aumento controlado de la temperatura. Aunque aún se requiere optimizar su implementación práctica, estos resultados abren la posibilidad de mejorar el rendimiento térmico con un menor consumo energético, lo que representa un avance prometedor en el desarrollo de hormigones autocalentados.

Agradecimientos

Los autores agradecen a la Universidad de Magallanes por financiar esta investigación mediante el Proyecto Interno

de Investigación (Programa 021012) y al Grupo de Estudio de Ingeniería Sustentable (GEIS). Además, este trabajo fue posible gracias a la Empresa Concremag S.A. y Asmar Magallanes.

Referencias

Abdualla, H. (2018). *Design, construction, and performance of heated concrete pavements system*. PhD thesis, Iowa State University, USA.

DGAC (2024). Dirección Meteorológica de Chile. Servicios climáticos. Dirección General de Aeronáutica Civil. <https://climatologia.meteochile.gob.cl>

IGM (2009). Atlas geográfico para la educación. Instituto Geográfico Militar, Santiago, Chile

NCh2260 (1996). Morteros—Preparación de prueba y mezclas comparativas en el laboratorio. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile.

NCh165 (2009a). Áridos para morteros y hormigones—Tamizado y determinación de la granulometría. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile.

NCh1239 (2009). Áridos para morteros y hormigones—Determinación de las densidades real y neta y de la absorción de las arenas. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile.

NCh1117 (2010). Áridos para morteros y hormigones—Determinación de las densidades reales y netas y de la absorción de agua de las gravas. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile.

NCh163 (2013). Áridos para morteros y hormigones—Requisitos. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile.

Malakooti, A., Sadati, S., Ceylan, H., Kim, S., Cetin, K.S., Taylor P.C., Mina, M., Cetin, B. and Theh, W.S. (2021). Self-heating electrically conductive concrete demonstration project. IHRB project TR724. Institute for Transportation, Iowa State University, USA

Rahman, M.L., Malakooti, A., Ceylan, H., Kim, S. and Taylor, P.C. (2022). A review of electrically conductive concrete heated pavement system technology: From the laboratory to the full-scale implementation. *Construction and Building Materials* **329**, 127139. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.127139>

Wang, L. and Aslani, F. (2019). A review on material design, performance, and practical application of electrically conductive cementitious composites. *Construction and Building Materials* **229**, 116892. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.116892>

Yehia, S.A. and Tuan, C.Y. (1998). Bridge deck deicing. *Transportation Conference*, University of Nebraska at Omaha, USA, 51-57.

Zhang, Y. and Gao, L. (2020). Influence of tire-recycled steel fibers on strength and flexural behavior of reinforced concrete. *Advances in Materials Science and Engineering* 2020, 6363105.

INGENIERÍA CIVIL GEOLÓGICA



UNIVERSIDAD CATOLICA
DE LA SANTISIMA CONCEPCION

Descripción ■

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

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

Áreas de estudio ■

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

Ficha ■

Grado: Licenciado en Ciencias
de la Ingeniería

Título: Ingeniero Civil Geológico

Duración: 11 semestres

Jornada: diurna

Sede: Campus San Andrés

Campo laboral ■

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

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