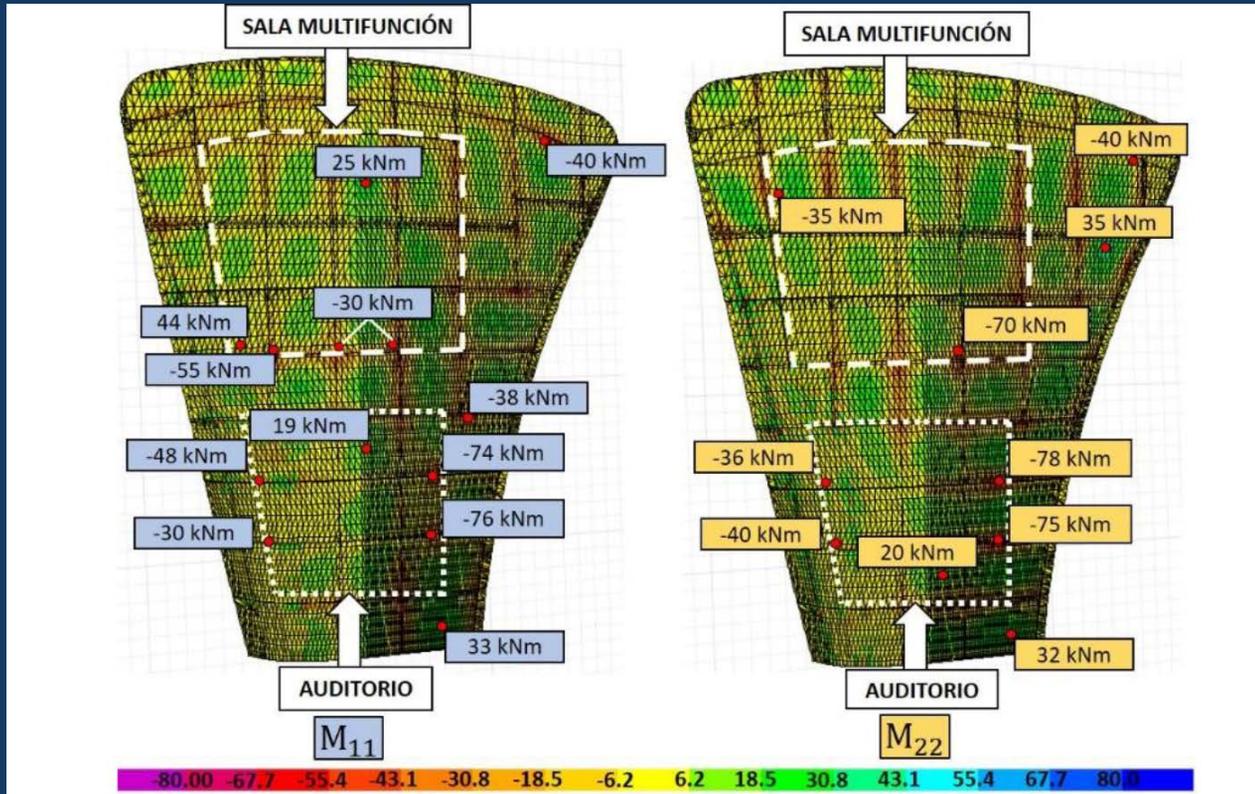




OBRAS Y PROYECTOS

REVISTA DE INGENIERÍA CIVIL

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE LA SANTÍSIMA CONCEPCIÓN



Earth pressure distribution and its impact on retaining pile walls with one level of anchors according to NCh3206 standard

Distribución de empujes y su impacto en muros de pilas de entibación con un nivel de anclaje según la norma NCh3206

D. Raddatz

Historia y funcionamiento de los sistemas de ventilación en túneles de carretera

History and performance of ventilation systems in road tunnels

A. Abella, I. García-Arango y F. Hacar

Yield displacement of slender cantilever RC walls as a function of the seismic demand features

Desplazamiento de fluencia de muros esbeltos de hormigón armado como función de las características de la demanda sísmica

V. Rubina and A. Morales

Losa curva de hormigón armado para Centro de Convenciones

Reinforced concrete curve slab for Conventions Center

O. Reyes, I. Díaz, A. Ramos y J.O. Martínez

Eficiencia de un amortiguador de columna de líquido considerando una excitación sísmica de alto contenido de frecuencias e incertidumbre

Efficiency of a tuned liquid column damper considering a seismic excitation of high frequency content and uncertainty

G. Espinoza, J. Saavedra, K. Gajardo, A. Suazo y C. Cifuentes

Eficiencia de un amortiguador de columna de líquido sintonizado considerando una excitación sísmica de bajo contenido de frecuencias e incertidumbre

Efficiency of a tuned liquid column damper considering a seismic excitation of low frequency content and uncertainty

G. Espinoza, C. Quinteros, K. Gajardo, A. Suazo y S. Quijada

Determinantes de la innovación en empresas constructoras de la Región de Atacama, Chile

Determinants of innovation in construction firms in the Atacama Region, Chile

H. Pape y A. Nazer



Edificio de Laboratorios Facultad de Ingeniería UCSC



Obra ejecutada por ICAS Ingeniería y Construcción, recientemente inaugurada por las autoridades universitarias, instalaciones que fortalecerán la docencia e investigación en el área de Ingeniería Civil.

CONTACTO

Bio Bío 12, San Pedro de la Paz
Fono: 41 3228226 - 984174632
Correo: icas06@gmail.com





DIGEO+ DIPLOMADO

GEOMECÁNICA Y GEOTECNIA PARA DISEÑOS MINEROS.

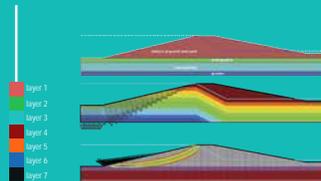
INSCRÍBETE

DESDE NOVIEMBRE DE 2021 HASTA MARZO DE 2022

Conoce lo último en diseños mineros y ponte al día en tus conocimientos profesionales.

Reforzarás conocimientos fundamentales y aprenderás a aplicar herramientas de modelamiento numérico para resolver problemas complejos presentes en la industria minera, todo esto, bajo un enfoque abierto, multidisciplinario y con una fuerte orientación al trabajo en equipo.

FLAC



INICIO DE CLASES
MARZO DE 2022

TÉRMINO DE CLASES
SEPTIEMBRE DE 2022

DESCUENTO ESPECIAL
A SOCIEDADES DEL RUBRO

MODALIDAD
100% ON LINE

INSCRIPCIONES
www.geocienciasutalca.cl
www.formacióncontinuautilca.cl



**GEOCIENCIAS
UTALCA**
GEOLOGÍA, GEOMECÁNICA, GEOQUÍMICA Y MEDIOAMBIENTE

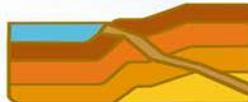


ITASCA Chile
Geomecánica e Hidrogeología

CONSULTAS: MAURICIOJARA@UTALCA.CL +56 9 67890182 / FRIVAS@UTALCA.CL +56 9 82106671



SOCHIGE
SOCIEDAD CHILENA
DE GEOTECNIA



**XI CONGRESO
DE GEOTECNIA**
Talca - Chile - 2021



Formato Virtual

Más información en www.sochige.cl

XI Congreso Chileno de Geotecnia

22, 23 y 24 de noviembre 2021



SOENCO
SOLUCIONES GEOTÉCNICAS

Sosteniendo Desarrollo

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



• Jaime Repullo 326
• Talcahuano - CHILE

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

• www.soenco.cl

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

Editor

Dr. Felipe Villalobos
Universidad Católica de la Santísima Concepción

Comité asesor

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

Comité editorial

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

Diseño y diagramación

VCR Publicidad
vcrpublicidad@gmail.com
56 9 88823187

Contacto y envío de artículos

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

Avisos comerciales y suscripciones

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

Periodicidad: semestral (edición de Otoño y Primavera)

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

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

 http://apps.webofknowledge.com

Definición de la Revista

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

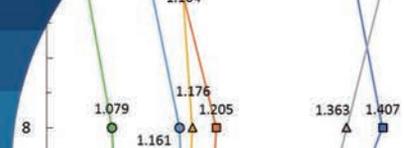
Revisión de artículos por pares evaluadores externos

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

Contenidos



- 6** Earth pressure distribution and its impact on retaining pile walls with one level of anchors according to NCh3206 standard
Distribución de empujes y su impacto en muros de pilas de entibación con un nivel de anclaje según la norma NCh3206
D. Raddatz
- 16** Historia y funcionamiento de los sistemas de ventilación en túneles de carretera
History and performance of ventilation systems in road tunnels
A. Abella, I. García-Arango y F. Hacar
- 31** Yield displacement of slender cantilever RC walls as a function of the seismic demand features
Desplazamiento de fluencia de muros esbeltos de hormigón armado como función de las características de la demanda sísmica
V. Rubina and A. Morales
- 42** Losa curva de hormigón armado para Centro de Convenciones
Reinforced concrete curve slab for Conventions Center
O. Reyes, I. Díaz, A. Ramos y J.O. Martínez
- 54** Eficiencia de un amortiguador de columna de líquido considerando una excitación sísmica de alto contenido de frecuencias e incertidumbre
Efficiency of a tuned liquid column damper considering a seismic excitation of high frequency content and uncertainty
G. Espinoza, J. Saavedra, K. Gajardo, A. Suazo y C. Cifuentes
- 67** Eficiencia de un amortiguador de columna de líquido sintonizado considerando una excitación sísmica de bajo contenido de frecuencias e incertidumbre
Efficiency of a tuned liquid column damper considering a seismic excitation of low frequency content and uncertainty
G. Espinoza, C. Quinteros, K. Gajardo, A. Suazo y S. Quijada
- 80** Determinantes de la innovación en empresas constructoras de la Región de Atacama, Chile
Determinants of innovation in construction firms in the Atacama Region, Chile
H. Pape y A. Nazer



Earth pressure distribution and its impact on retaining pile walls with one level of anchors according to NCh3206 standard

Distribución de empujes y su impacto en muros de pilas de entibación con un nivel de anclaje según la norma NCh3206

Fecha de entrega: 2 de febrero 2021

Fecha aceptación: 30 de abril 2021

Dennis Raddatz

Ferrara - Proyectos Especiales, Av. Ossa 235, oficina 1150, La Reina, Región Metropolitana de Santiago 7870117, Chile, dennis.raddatz@ferrara.cl

In Chile, for the design of an excavation support system, the recommendations of the NCh3206 standard are used, of which its update is being processed. Both for the current standard and for the update, the alternative of uniform or trapezoidal earth pressure distribution for a retaining wall with one anchor level is mentioned. For the current standard, it is indicated that the analysis should be performed for both earth pressure distributions and must be used the most unfavorable for the design of the excavation support system, and for the update it is indicated that one or the other can be used. In this research work, the impact of using one or another earth pressure distribution for projects of discontinuous pile walls is studied. 60 different models are analyzed with characteristic soils from areas with large residential and commercial developments. This means that many retaining projects are developed with these soil conditions for two different types of load after the piles and for five different excavation heights. The difference between what is obtained with both earth pressure distributions is analyzed based on four variables: maximum positive and negative bending moment in the pile, maximum shear in the pile and tension load for the anchor. The results are shown graphically and in tables, in order to appreciate the difference and their magnitude. Finally, comments are delivered, explaining the results obtained.

Keywords: earth pressure, seismic increase, NCh3206, retaining pile walls, anchor

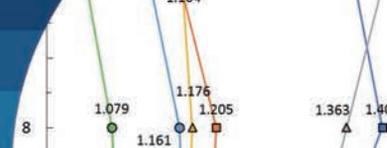
En Chile, para el diseño de entibaciones se usa las recomendaciones de la norma NCh3206, de la cual se está tramitando su actualización. Tanto para la normativa actual, como para la actualización, se menciona la alternativa de distribución del empuje de suelo uniforme o trapezoidal para entibaciones con un nivel de arriostramiento. Para la norma vigente se indica que se debe realizar el análisis para ambas distribuciones de empuje y usar lo que sea más desfavorable para el diseño de los elementos de la entibación, y para la actualización se indica que se puede usar una o la otra. En este trabajo de investigación, se estudia el impacto de usar una u otra distribución para proyectos de pilas discontinuas de entibación, analizándose 60 modelos distintos, con suelos característicos de zonas con gran desarrollo habitacional y comercial. Ello significa que se desarrollan muchos proyectos de entibación con esas condiciones de suelo para dos tipos de carga distintas tras las pilas y para cinco alturas de excavación diferentes. La diferencia entre lo obtenido con una y otra distribución de empuje se analiza en cuatro variables: momento positivo y negativo máximo en la pila, corte máximo en la pila y carga de servicio en el anclaje. Los resultados se muestran gráficamente y en tablas, de manera de poder apreciar las diferencias y la magnitud de estas. Finalmente, se entregan comentarios finales, explicando los resultados obtenidos.

Palabras clave: empuje de suelo, incremento sísmico, NCh3206, pilas de entibación, anclaje

Introduction

There are different recommendations, design codes and standards in the world for the incorporation of earth pressure distributions in the design of retaining walls. In

the German EAB (2014) recommendations, the type of earth pressure distribution against the retaining wall varies with the number of anchors levels, their positions, type of retaining wall, stiffness of the wall and the magnitude of the anchor tensioning. According to FHWA (Sabatini *et*



al., 1999), the earth pressure distribution that develops in an anchored retaining wall depends on the magnitude and distribution of the deformations that are generated in the wall.

When seismically analyzing a retaining wall model, there is an increase in earth pressure as a result of the increase in the earth pressure coefficient due to the seismic earth pressure. What was originally proposed by Mononobe (1924) and Okabe (1924) is still used, which consists in increasing the coefficient of active earth pressure product of an earthquake. Mononobe-Okabe is a pseudo-static method that is a straightforward extension of the Coulomb sliding wedge theory, incorporating the weight of the wedge multiplied by the acceleration coefficients in the sum of forces of the system (Murthy, 2002). This is equivalent to rotate the earth support system by an angle (turning the screen and emergence of a slope behind the wall with an angle equal to the rotation of the system), the angle of rotation is the angle of the weight resultant vector direction of the system when considering the vertical and horizontal coefficients of seismic acceleration acting on the soil wedge (Towhata, 2008). The seismic increase is the difference between the earth pressure calculated with this coefficient of earth pressure increased by the seismic effect and the earth pressure calculated with the coefficient of active pressure without considering the earthquake effect. The Mononobe-Okabe method has limitations, for example is not valid for walls that are not homogenous along its extension, soils with high cohesion or when phreatic level is acting behind the wall.

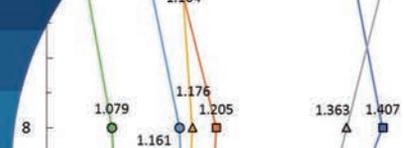
Subsequent studies to Mononobe (1924) and Okabe (1924) have recommended the use of this seismic increase in earth pressure acting at a different height than the active earth pressure. For example, Seed and Whitman (1970), based on studies by various authors and related to the location of the resultant force from where the seismic increase force acts, conclude that increase in earth pressure due to the base excitation, are larger near of the top of the wall, then the resultant force increment acts at a height that vary from 0.50 to $0.67H$, where H is the excavation height of the retaining wall. Using $0.67H$ is equivalent to using the inverted triangle, as provided by the current Chilean standard for the case of one anchor level (NCh3206, 2010), which is what produces the trapezoidal shape of

the resulting earth pressure. It is worth mentioning that there are more recent studies where, on the one hand, it is concluded that during an earthquake there is a phase lag between wall and soil, which affects the magnitude and shape of the thrust, not being triangular, which goes against the Mononobe-Okabe theory (Nakamura, 2006). On the other hand, there are studies where it is concluded that the seismic increase grows monotonically with depth as does the static earth pressure, similar to the original idea of Mononobe and Okabe. For example, there is a study where centrifuge data are analyzed, which consistently show that maximum dynamic earth pressures increase with depth and can be reasonably approximated by a triangular distribution as static earth pressures does (Mikola *et al.*, 2016).

In the current standard in Chile for excavation support systems, it is indicated regarding the earth pressure when there is one anchor level: “When one strut or anchor is projected, for the static case, both a rectangular and triangular earth pressure distribution must be analyzed, using the most unfavorable for the design of strut or anchor and for the wall elements. For the seismic case, an inverted triangular distribution should be used” (NCh3206, 2010). On the other hand, in the proposed modification of the same standard, it is indicated: “When one or more struts or anchors are projected, the kinematics of the excavation support system is not compatible with a triangular distribution of seismic earth pressure. A uniform or trapezoidal type distribution should be considered” (prNCh 3206, 2020). This can be explained because the distribution of the seismic increase pressure is related to the deformation that is allowed along the wall, and it is expected that the deformations near the highest part of the wall will be higher.

Hand-dug piles (rectangular section) or mechanically drilled piles (circular section) are widely used in Santiago for earth retaining projects with advantages and disadvantages of one or the other related to speed, economy, resistance and safety (Raddatz and Taiba, 2017). For purposes of this article the word pile is used to refer to any of both structural elements. This is possible, because variables that define the design of these elements are analyzed, but not the design of the elements itself.

In this work, two forms of earth pressure distribution were analyzed for the seismic condition with one level of anchors



in the pile system: uniform distribution and trapezoidal distribution. The analysis was made for temporary retaining discontinuous pile wall projects of different excavation heights, for two different surcharge conditions, and in three characteristic soils of Santiago and the coastal zone of Valparaíso. Internal forces in the piles and tension load in anchors are analyzed, specifically the ratio between the variable obtained by trapezoidal distribution and that obtained by uniform distribution is carried out. The results are presented graphically and in order to appreciate the magnitudes of the ratio for each variable, a table is also provided for each graph with the values of each variable. Finally, the conclusions of the results obtained are drawn, in order to be able to realize what it means to use one or another earth pressure distribution.

Methodology

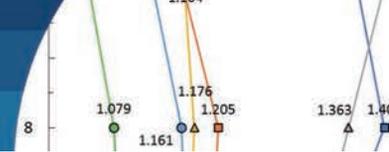
Due to the low cost and easier installation, using discontinuous piling are very popular in projects with stiff soils and deep groundwater table (e.g. Sáez and Ledezma, 2012; Salas *et al.*, 2019). In this research, geotechnical conditions of this type were considered: three types of soils of the central zone of Chile are used, two from Santiago: Santiago’s gravel and pumacita, and dune sand that is found on the coast, specifically in the coastal cities of Viña del Mar and Concón. The chosen soils are very recurrent in projects that require an excavation support system, due to the number of residential and commercial projects that are developed in these types of soils. In addition, soils have a significant variability of strength parameters among them. Table 1 shows the parameters associated with each type of soil.

The active earth pressure coefficient was calculated following DIN 4085 (1987). The same standard is used to calculate the negative earth pressure produced by cohesion. The analysis was made for two different surcharge conditions behind the retaining wall, on the one hand, considering a four-story building and on the other hand a street condition. Standard NCh3206 (2010) indicates that a surcharge value of 11 kPa must be considered for each floor of a structure adjacent to the retaining wall and a minimum surcharge value of 12 kPa must be considered. In other words, models were made with 44 kPa for the consideration of a four-story structure and other models with 12 kPa for the street condition. For vertical surcharge pressure, a uniform earth pressure with height was considered, equal to the active earth pressure coefficient multiplied by the value of the vertical overload (GGU-Retain, 2012).

According to NCh3206 (2010), the seismic acceleration indicated in the standard NCh433 (2009) must be considered. Specifically, it refers to the effective acceleration, which depends on the seismic zone in which the project is located. The seismic zones divide the country into 3 zones, where higher accelerations are defined from coast to the Andes Mountains. In this case, for the soils of Santiago, the effective acceleration is 0.3g associated with zone 2, and for the coastal zone is 0.4g associated with zone 3. In addition, in appendix A of NCh3206 (2010), it is indicated that for the seismic condition a reduction factor (α) can be applied to the effective acceleration indicated above, when considering permanent post-seismic displacements at the anchor level (Δeq). The value of α depends on the type of soil and the magnitude of the allowed displacement, and additional reduction factors are applied for zones other than zone 3. In the

Table 1: Geotechnical characterization by type of soil used

Soil	Stratum ID	Stratum, m	Description	Unit weight γ , kN/m ³	Internal friction angle ϕ , °	Cohesion, kPa
Santiago gravel	E-1	0.00 – 5.50	Gravel, second deposit	22.0	45	15.0
	E-2	> 5.50	Gravel, first deposit	23.0	45	25.0
Pumacita	E-1	All depth	Silty sand, medium compactness	15.0	35	10.0
Dune sand	E-1	0.00 – 4.00	Dune sand, medium compactness	17.5	33	0.0
	E-2	> 4.00	Dune sand, high compactness	18.5	40	0.0



proposed prNCh3206 (2020) standard, it is indicated that the maximum allowed displacement Δe_q to be considered with neighboring structures and with a street are 20 and 40 mm, respectively. In this research, Δe_q values have been considered within these limits, always allowing less deformation with neighboring structures than with streets. In this way, horizontal seismic coefficients indicated in Table 2 are used depending on the surcharge condition and type of soil, considering that the latter is associated with one or another seismic zone.

Table 2: Seismic acceleration coefficients used

Soil	Surcharge condition	Seismic acceleration coefficient, g
Santiago gravel	Street	0.153
	Four-story building	0.181
Pumacita	Street	0.170
	Four-story building	0.204
Dune sand	Street	0.208
	Four-story building	0.244

The horizontal seismic coefficient was also used to calculate the horizontal surface-level surcharge, which is obtained by multiplying the horizontal seismic coefficient by the vertical surcharge. For the earth pressure due to horizontal surcharge, a uniform earth pressure with height was considered, where the total horizontal load on the surface in the area of influence to the excavation is distributed throughout the excavation height (GGU-Retain, 2012).

Passive earth pressure is defined as the resistance of a soil mass to lateral pressure displacement (Terzaghi *et al.*, 1996). In the case of retaining walls with one level of anchors, the resistance generated by passive earth pressure in the pile embedded zone is very important, since it is the second support of the system. For the different cases analyzed in this work, variable embedment lengths between 1.5 and 3.5 m were considered, depending on what is required by the calculation of each model, using a passive earth pressure reduction coefficient of 2.0. The chart of Chadeisson (1961) was used for the evaluation of the horizontal reaction coefficient k_h , estimated with values of cohesion and internal friction angle of each type of soil. For the calculation of passive earth pressure, the passive earth pressure coefficient obtained by the Streck method was used (Weissenbach *et al.*, 2003). In this work,

two forms of pressure distribution were analyzed for the seismic condition with one level of anchors:

- a) Uniform pressure distribution: where all the pressures are added and the total is evenly distributed. The result is a pressure that has a single value over the entire excavation height as shown in Figure 1.

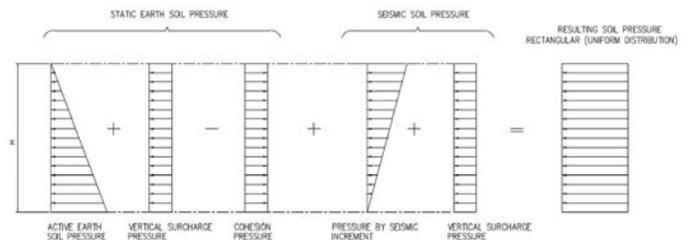


Figure 1: Earth pressure diagrams for uniform distribution

- b) Trapezoidal earth pressure distribution: where all the pressures are added without any type of redistribution, and considering the seismic increase pressure as an inverted triangle. The result is a trapezoid, with a top pressure value equal to the maximum pressure per seismic increase plus the surcharge pressures and minus the cohesion pressure, and with a bottom pressure value equal to the maximum active earth pressure plus the pressures per surcharge and minus the cohesion pressure, as shown in Figure 2.

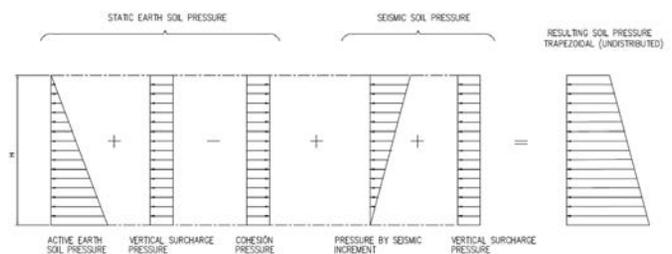


Figure 2: Earth pressure diagrams for trapezoidal distribution

Models with 5 different excavation heights were analyzed (4, 6, 8, 10 and 12 m), for the anchoring level, typical anchoring distances to the top pile level were used for each height condition (1.5, 1.8, 2.2, 2.5 and 3.0 m). The models were carried out with GGU-Retain (2012), there were 60 models in total with the different alternatives previously described. Figure 3 shows an output of the models developed. GGU-Retain (2012) is a software that allows the analysis of all kind of retaining walls, included discontinuous pile walls. The structural analysis required to

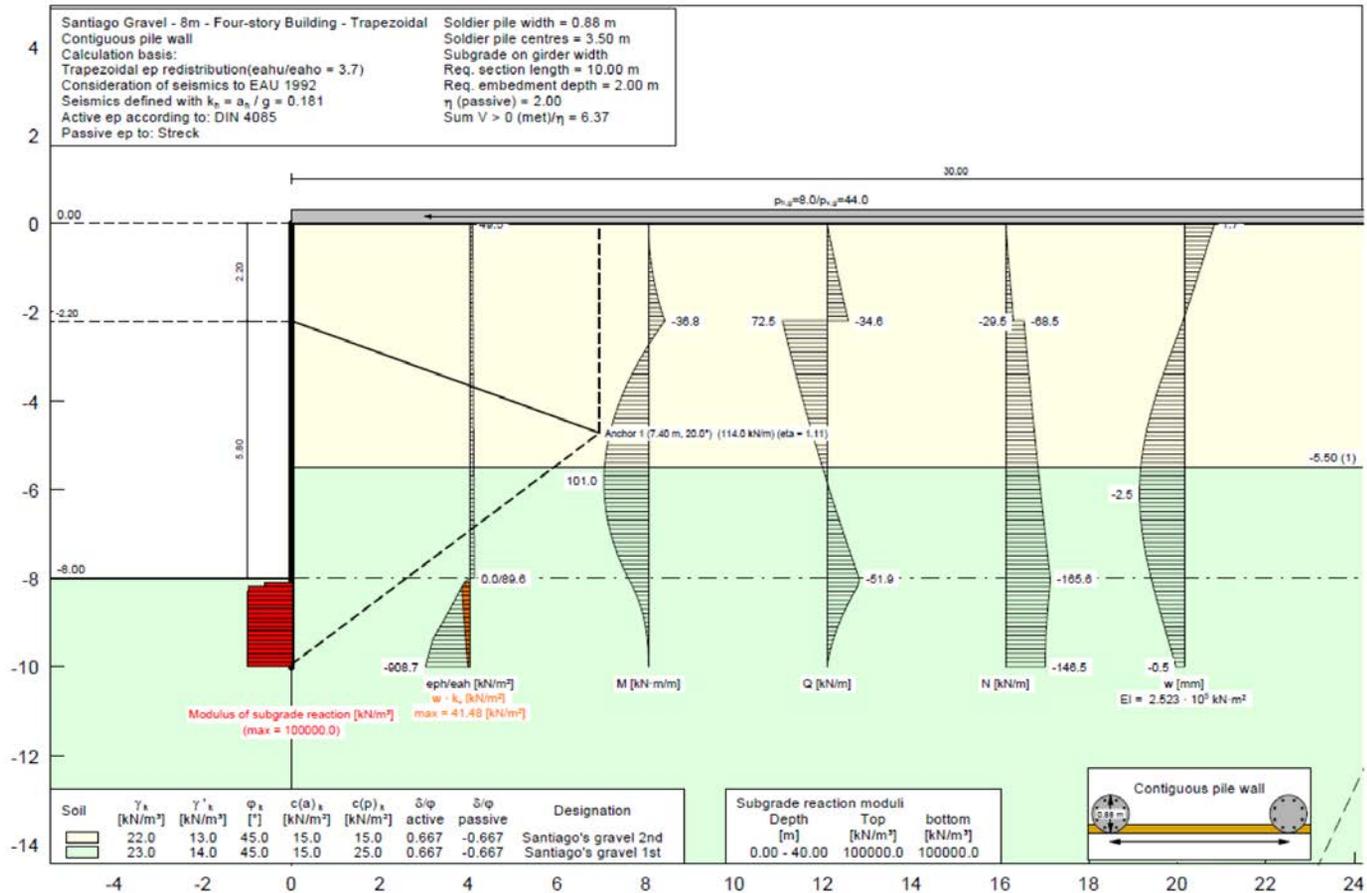
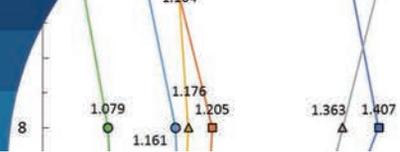


Figure 3: Model output developed with GGU-Retain (2012)

determine the displacement and internal forces (moment, shear force and normal force) is carried out by means of two-dimensional rod construction module based on the finite element method, which treats the retaining wall and any anchor and strut as a single structural system. Elastic analysis at the wall toe with the elastic modulus of subgrade reaction previously defined is performed. Limiting the values of earth pressures to the passive and active value of pressure at that depth. The anchor tension loads and anchor lengths to the middle of the fixed length were obtained employing the stability analysis according to the Kranz wedge, for the most unfavorable case, considering a factor of safety equal to 1.10 for the seismic condition (Kranz, 1953; EAB, 2014; Oróstegui and Villalobos, 2009). The software iterates on the length of each anchor until it reaches the indicated value of 1.10 (GGU-Retain, 2012).

Finally, the ratios between those obtained through a trapezoidal earth pressure distribution and those obtained through a uniform earth pressure distribution of the

following variables were analyzed: maximum positive bending moment ($M+max$), maximum negative bending moment ($M-max$), maximum shear ($Vmax$) and anchor tension load (Cs). These variables are shown in Figure 4.

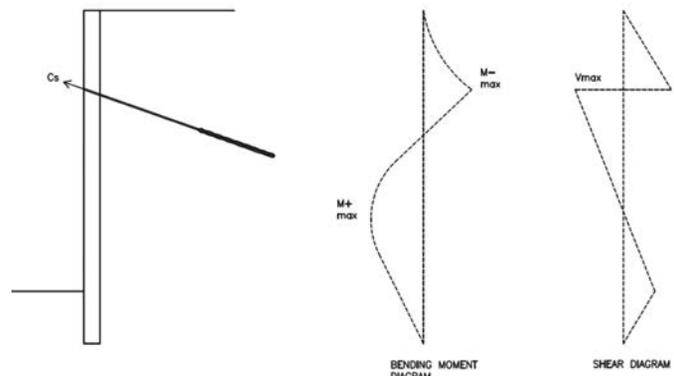


Figure 4: Scheme of pile with analyzed variables

In addition, values of each variables were tabulated, all in units divided per a meter of horizontal excavation, that is, they are independent of the spacing between piles. And to obtain the final values per pile, they should have to be

multiplied by a typical center pile spacing, which for the cases analyzed in this work are: 3.5 m in Santiago’s gravel, 3.0 m in pumacita and 2.4 m in dune sand.

Results

The ratio values for each variable obtained from trapezoidal earth pressure distribution and rectangular earth pressure distribution are plotted. Six relationship curves are presented per graph, corresponding to the different soil conditions (3 types of soil) and surcharge (2 types of surcharge). In tables that follow each graph, the ratios are expressed as the variable from the trapezoidal distribution over the variable from the rectangular distribution, whose result from the division gives the value indicated in the graph. Results of maximum positive and negative bending moment ratios are shown in Figures 5 and 6 and in Tables 3 and 4, respectively. Results of maximum shear and anchor tension load ratios are shown in Figures 7 and 8 and in Tables 5 and 6, respectively.

It is observed that the largest differences between the results obtained with a trapezoidal earth pressure distribution with respect to those obtained with a uniform earth pressure distribution were obtained for the maximum bending moments, both for the positive moment with the highest value of the ratio of 1.431, and for the negative moment with a lower value of the ratio of 0.527. All maximum positive moments are higher for the trapezoidal distribution condition, and all maximum negative moments are higher for the uniform redistribution condition.

For the bending moments, it can be seen in the graphs that, for the same surcharge condition, the gravel-like soil curves are the ones that are furthest away from 1.0, while the curves associated with dune sand are the closest to 1.0.

For the case of maximum shear and anchor tension load, the ratio values are closer to 1.0, that is, there is a smaller difference between the results obtained for both earth

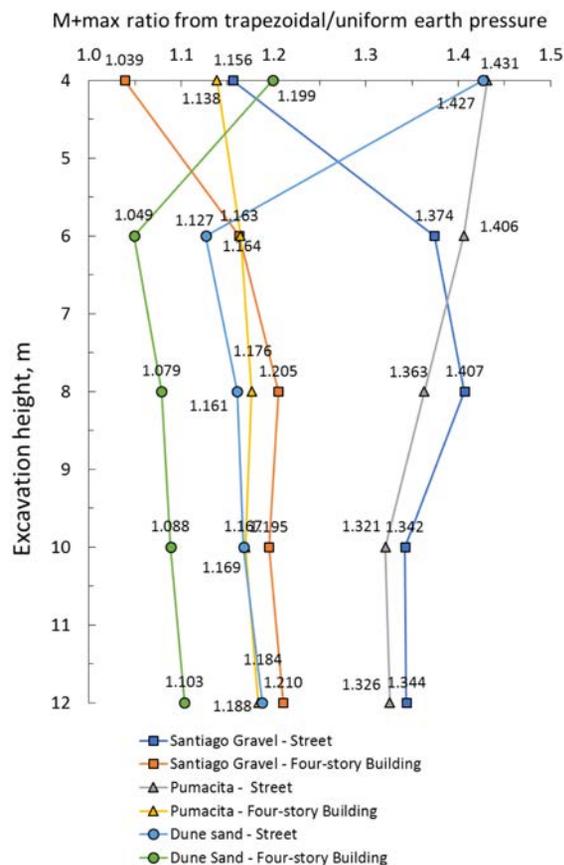


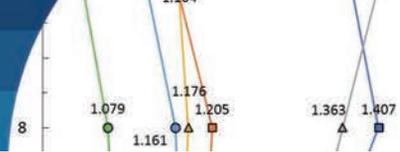
Figure 5: Maximum positive bending moment ratios varying with depth for both earth pressure distributions

pressure distributions. For the bending moment curves, and for the anchor tension load curve, an ordering of the curves by horizontal seismic acceleration coefficient considered in the models is mostly observed. The ordering is ascending or descending depending on the analyzed ratio.

The trapezoidal earth pressure distribution generates differences with respect to the uniform earth pressure distribution, mainly in the bending moments in the piles. In the case of Santiago’s gravel with a condition of street behind the piles, the differences in positive bending moment can be up to 43% higher with the trapezoidal earth

Table 3: Results of maximum positive bending moments with depth for both earth pressure distributions

M+max ratio, kNmm ⁻¹ /kNmm ⁻¹	H = 4 m	H = 6 m	H = 8 m	H = 10 m	H = 12 m
Santiago gravel - street	3.9/3.4	25.7/18.7	68.1/48.5	147.0/109.5	259.0/192.7
Santiago gravel - four-story building	8.9/8.5	42.9/36.9	101.0/83.8	205.2/171.7	344.5/284.6
Pumacita - street	7.0/4.9	36.0/25.6	92.3/67.7	201.6/152.6	355.6/268.2
Pumacita - four-story building	14.6/12.9	64.6/55.5	150.2/127.7	306.5/262.1	510.8/431.5
Dune sand - street	16.6/11.6	56.3/50.0	136.5/117.6	276.8/237.1	460.6/387.8
Dune sand - four-story building	25.2/21.0	88.2/84.1	201.9/187.2	395.1/363.0	634.6/575.1



pressure distribution. Moreover, the differences in negative bending moment can reach up to 47% higher with uniform earth pressure redistribution. However, the magnitude of the positive bending moment is much higher than that of the negative bending moment, especially in higher piles. This means that in magnitude the bending moment difference is of the same order or higher for the positive bending moment. The most critical condition follows the recommendation of the current standard (NCh3206, 2010), which requires a design for one level of anchored pile with the most unfavorable condition between both earth pressure distributions, which means designing with the uniform distribution for the negative bending moment and the trapezoidal distribution for the positive bending moment. Compared to a design that uses only one type of earth pressure distribution, this may affect the design of the piles in terms of higher steel reinforcement, higher section area, closer piles and/or a second line of anchor.

The differences between the two earth pressure distributions are reduced when the surcharge behind the piles increases. This occurs as the surcharge pressure component grows, and

the seismic component has less weight in the summation of the total pressure. This phenomenon also occurs with higher horizontal seismic acceleration coefficients, since the seismic increase is larger, that is, the upper side of the trapezoid has a greater magnitude. In these cases, it can be said that they cause the trapezoid resulting from the sum of pressures becomes closer to a rectangle. The case of higher surcharge and higher horizontal seismic acceleration coefficient occurs in all the cases of analysis of a four-story building condition versus a street condition, which is the reason of the significant difference between the two analyzes for a same soil condition.

The reduction of the anchor tension load for the trapezoidal earth pressure distribution occurs because a larger portion of the total pressure is mobilized closer to the pile embedment. This means that the second support in the system, which is the embedment, takes a larger pressure component. This was evident since the embedment lengths were controlled in the analysis by the trapezoidal earth pressure distribution condition instead of the uniform distribution.

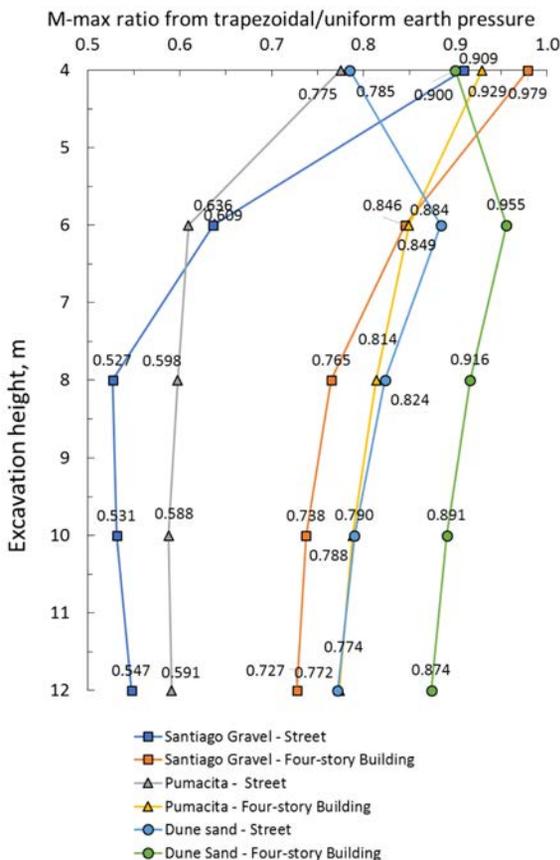


Figure 6: Maximum negative bending moment ratios varying with depth for both earth pressure distributions

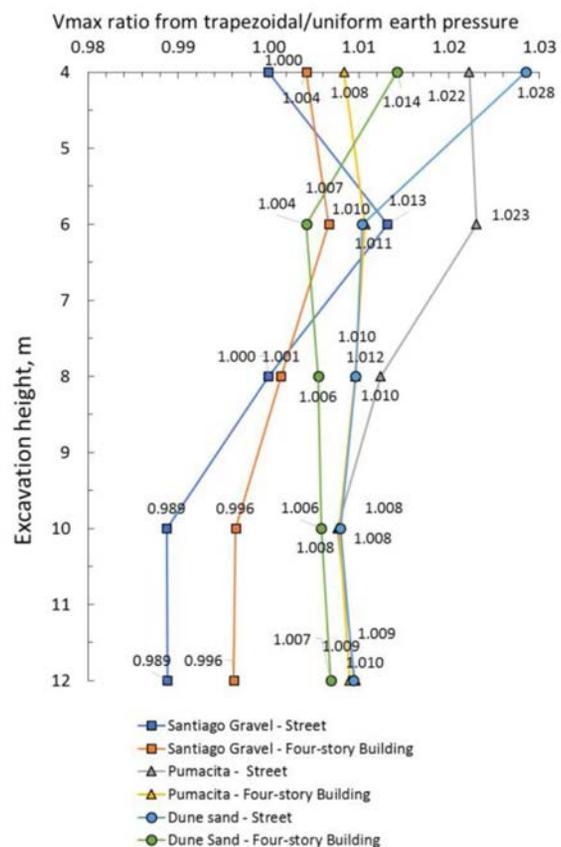


Figure 7: Maximum shear load ratios varying with depth from both earth pressure distributions

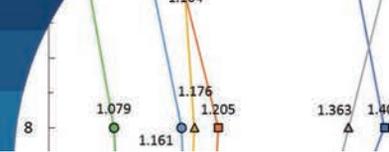


Table 4: Results of maximum negative bending moments with depth for both earth pressure distributions

M-max ratio, kNmm ⁻¹ /kNmm ⁻¹	H = 4 m	H = 6 m	H = 8 m	H = 10 m	H = 12 m
Santiago gravel - street	5.0/5.5	8.4/13.2	14.7/27.9	26.2/49.3	49.7/90.8
Santiago gravel - four-story building	13.9/14.2	21.9/25.9	36.8/48.1	56.2/76.2	95.0/130.6
Pumacita - street	6.2/8.0	10.6/17.4	22.0/36.8	36.2/61.6	64.6/109.3
Pumacita - four-story building	19.7/21.2	31.6/37.2	54.7/67.2	80.1/101.6	130.2/168.3
Dune sand - street	14.6/18.6	29.0/32.8	49.0/59.5	71.9/91.0	117.4/152.1
Dune sand - four-story building	29.7/33.0	51.5/53.9	84.0/91.7	119.0/133.6	187.8/214.9

Table 5: Results of the maximum shear load with depth for both earth pressure distributions

Vmax ratio, kNm ⁻¹ /kNm ⁻¹	H = 4m	H = 6 m	H = 8 m	H = 10 m	H = 12 m
Santiago gravel - street	9.4/9.4	23.1/22.8	42.0/42.0	70.0/70.8	105.7/106.9
Santiago gravel - four-story building	24.0/23.9	45.2/44.9	72.5/72.4	109.5/109.9	154.6/155.2
Pumacita - street	13.8/13.5	31.1/30.4	57.1/56.4	92.6/91.9	136.7/135.4
Pumacita - four-story building	36.1/35.8	66.0/65.3	105.0/104.0	155.0/153.8	213.7/211.8
Dune sand - street	32.5/31.6	58.5/57.9	94.2/93.3	139.4/138.3	192.9/191.1
Dune sand - four-story building	57.0/56.2	96.2/95.8	146.2/145.4	207.3/206.1	276.6/274.7

The maximum shear does not present a clear tendency of increase or decrease with the trapezoidal redistribution with respect to the uniform one. This occurs because, on the one hand, the sum of positive and negative shear at the anchorage level is lower since the anchor tension load is lower, but on the other hand the positive shear grows with respect to the negative shear, since that the magnitude of pressure is highest between the anchor level and the embedment zone.

In general, it is observed that differences between the results obtained for a trapezoidal and uniform earth pressure distribution are more significant when the excavation height is increased, due to the surcharge component of earth pressure loses weight in the sum of all pressures, since its value is constant with height. Instead, the earth pressure and seismic increment increase in a triangular way with height. Therefore, the higher the excavation is, the total pressure of the trapezoidal distribution will have a more noticeable trapezoid shape (less rectangular). Another tendency was found in the change from 4 to 6 m height in dune sand, where for 4 m height there is a more trapezoidal earth pressure distribution shape than with 6 m height, since it obviously generates larger differences in the variables analyzed with respect to the uniform distribution. This is explained by the fact that this stratigraphic model has a soil horizon with lower values of the resistance geotechnical parameters in the upper 4 m.

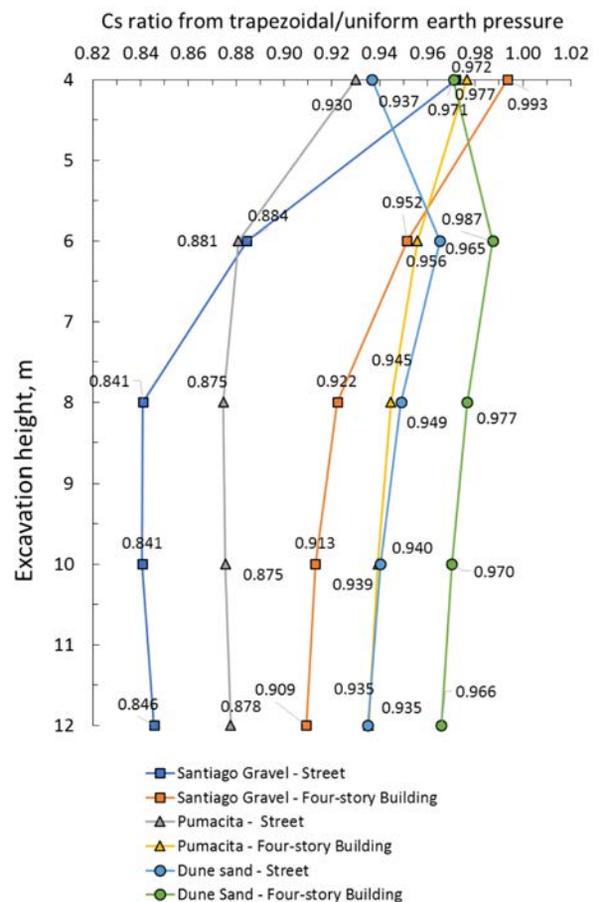


Figure 8: Anchor tension load ratios varying with depth from both earth pressure distributions

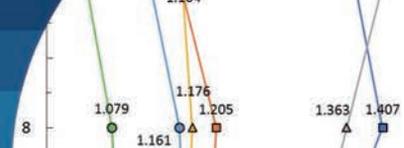


Table 6: Results of anchor tension loads with depth from both earth pressure distributions

Cs ratio, kNm ⁻¹ /kNm ⁻¹	H = 4 m	H = 6 m	H = 8 m	H = 10 m	H = 12 m
Santiago gravel - street	17.3/17.8	35.2/39.8	60.3/71.7	98.7/117.4	150.7/178.2
Santiago gravel - four-story building	45.3/45.6	74.6/78.4	114.0/123.6	166.0/181.8	234.4/257.8
Pumacita - street	23.9/25.7	46.6/52.9	83.7/95.7	131.5/150.2	194.5/221.6
Pumacita - four-story building	66.6/68.2	108.4/113.4	166.0/175.7	235.0/250.2	322.5/344.8
Dune sand - street	56.3/60.1	97.0/100.5	148.8/156.8	211.2/224.6	291.0/311.2
Dune sand - four-story building	103.5/106.6	163.6/165.7	237.7/243.4	323.1/333.0	429.5/444.7

Conclusions

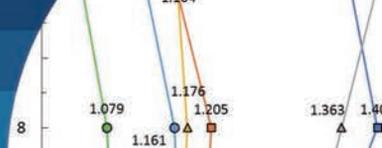
It was found for the soils and surcharge conditions applied to the anchored piles that the positive bending moment can be up to 43% higher when using trapezoidal instead of uniform earth pressure distributions in pumacita and dune sand with street surcharge conditions. Conversely, the negative bending moment can be up to 47% higher when using uniform instead of trapezoidal earth pressure distributions in Santiago gravel and 40% for pumacita, both with street surcharge conditions. The most critical issue is to follow the recommendation of the current standard NCh3206 (2010), using most unfavorable condition between both earth pressure distributions means designing with the uniform distribution for the negative bending moment and the trapezoidal distribution for the positive bending moment. This results in pile designs with higher steel reinforcement, higher section area, closer piles and/or a second line of anchors in comparison to a design that adopts only one type of earth pressure distribution. For tension load anchors and pile shear, there is a smaller difference between the results obtained for both earth pressure distributions. Moreover, the difference reduces with surcharge increase and with higher horizontal seismic acceleration coefficient. Because it is hard to rely on only one simple earth pressure distribution shape, it is important that the designs of anchored retaining piles consider adequate safety factors that allow for the compensation of uncertainties between the adopted and the real earth pressure distribution.

Regarding pile displacements, all the displacement curves for the final stage analyzed have the shape shown in Figure 3 (right curve), with a maximum negative displacement at the top of the pile and a maximum positive displacement that matches the depth of the maximum positive moment. Both values of displacement are higher for the trapezoidal

earth pressure distribution since most of the earth pressure is concentrated in the lower part of the pile, thus generating there a greater positive displacement. On the other hand, less earth pressure in the area of the pile head plus the anchor load towards the ground generates a higher negative displacement. It should be considered that in the previous stage, where there is no anchor, the pile will move towards the excavation, but the displacement curve described for the final stage is the combined effect of tensioning the anchors and increasing the excavation height. Therefore, a displacement analysis must include the effect of all construction stages that impact in the final displacement curve.

References

- Chadeisson, R. (1961). *Parois continues moulées dans le sol. 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Dunod, Paris, France, vol. 2, 563–568
- DIN 4085 (1987). *Subsoil - Calculation of earth-pressure*. Berlin, Germany
- EAB (2014). *Recommendations on excavations*. German Geotechnical Society DGGT, Ernst & Sohn, Berlin, Germany
- GGU-Retain (2012). *Manual version 7*. Civilserve GmbH, Steinfeld, Germany
- Kranz, E. (1953). *Über die verankerung von Spundwänden*. Ernst & Sohn, Berlin, Germany
- Mikola, R.G., Candia, G. and Sitar, N. (2016). Seismic earth pressures on retaining structures and basement walls in cohesionless soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 142(10), 04016047
- Mononobe, N. (1924). Considerations into earthquake vibrations and vibration theories. *Journal of the Japanese Society of Civil Engineers* 10(5), 1063-1094 (in Japanese)



- Nakamura, S. (2006). Reexamination of Mononobe-Okabe theory of gravity retaining walls using centrifuge model tests. *Soils and Foundations* 46(2), 135–146
- Murthy, V. N. S. (2002). *Geotechnical engineering, principles and practices of soil mechanics and foundation*. Marcel Dekker, Inc. New York, USA
- NCh3206 (2010). Geotecnia – excavaciones, entibaciones y socialzados - requisitos. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile
- prNCh3206 (2020). Geotecnia – excavaciones, entibaciones y socialzados - requisitos. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile
- NCh433 (2009). Diseño sísmico de edificios. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile
- Okabe, S. (1924). General theory of earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam. *Journal of the Japanese Society of Civil Engineers* 10(5), 1277-1323
- Oróstegui, P. y Villalobos, F. (2009). Diseño y construcción de entibaciones para los estacionamientos subterráneos de los Tribunales de Justicia de Concepción. *Obras y Proyectos* 6, 63-71
- Raddatz, D. and Taiba, O. (2017). Anchored piles in Santiago’s gravel: modeling results for displacement curve. *Revista de la Construcción* 16(3), 457-467
- Sabatini, P.J., Pass, D.G. and Bachus R.C. (1999). Geotechnical engineering circular No. 4: Ground anchors and anchored systems. Federal Highway Administration, FHWA A-IF-99-015, Washington DC, USA
- Sáez, E. and Ledezma, C. (2012). Earthquake-induced pressures on discontinuous piling support on Santiago gravel. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 41, 72-83
- Salas, F., Sáez, E., Ovalle, C. y Fernández, J.M. (2019). Análisis dinámico de una excavación profunda contenida mediante pilotes anclados en la grava de Santiago. *Obras y Proyectos* 25, 76-82
- Seed, H.B. and Whitman, R.V. (1970). Design of earth retaining structures for dynamic loads. *ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth-Retaining Structures*, Ithaca, USA, 103-147
- Terzaghi, K., Peck, R.B. and Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley & Sons, New York, USA
- Towhata, I. (2008). *Geotechnical earthquake engineering*. Springer, Berlin, Germany
- Weissenbach, A., Hettler, A. and Simpson, B. (2003). Stability of excavations. *Geotechnical Engineering Handbook: Elements and Structures*. U. Smolczyk (ed.), Ernst & Sohn, Berlin, Germany, vol. 3, 273-407



Historia y funcionamiento de los sistemas de ventilación en túneles de carretera

History and performance of ventilation systems in road tunnels

Fecha de envío: 4 de febrero 2021
Fecha de aceptación: 11 de mayo 2021

Alberto Abella¹, Ignacio García-Arango² y Fernando Hacar³

¹ Vital Aza Álvarez-Buylla 5, 5º Iz., 33600 Mieres, Principado de Asturias, España, aabella@asturtunnel.com

² Calvo Sotelo 12, 3º A, 33007 Oviedo, Principado de Asturias, España, igarango42@gmail.com

³ Avenida de Castilla y León 37, 2º A, 28702 San Sebastián de los Reyes, Madrid, España, fhacar@gmail.com

Se realiza una exposición de la historia de la ventilación de túneles carreteros y ferroviarios, contemplando algunos túneles notables muy conocidos como: Canal de la Mancha, San Gotardo, puente ferroviario Britannia, el Chorro, Severn, Mersey, Blackwall, Holland, Queensway y Karawanken; importantes en cuanto a la ventilación se refiere. Tras una exposición de los distintos sistemas empleados en la ventilación de túneles de carretera, se continúa por el estudio de cómo las condiciones atmosféricas pueden obligar a una ventilación suplementaria para poder controlar el movimiento del aire en túneles, especialmente en los túneles largos.

Palabras clave: carretera, túnel, ventilación, condiciones atmosféricas

A synthesis of the history of road and railway tunnel ventilation is described, contemplating some notable tunnels such as the well-known Channel Tunnel, St. Gotthard, Britannia railway bridge, the Chorro, Severn, Mersey, Blackwall, Holland, Queensway and Karawanken; important as far as ventilation is concerned. After a presentation of the different systems used in the ventilation of road tunnels, we continue with the study of how atmospheric conditions can force supplementary ventilation to control the movement of air in tunnels, especially in long tunnels.

Keywords: road, tunnel, ventilation, atmospheric conditions

Introducción histórica

Los primeros túneles destinados al paso de peatones y carruajes con tracción animal no precisaban ventilación mecánica pues con la ventilación natural solía ser suficiente. En algunos más largos se emplearon pozos para la ventilación, y en otros se hacía uso de pozos que habían sido utilizados para la construcción. Si esos túneles discurrían bajo montañas de cierta altura o bajo ríos el problema resultaba más complejo pues esos pozos eran difíciles de realizar.

Los romanos ya empleaban en los tramos subterráneos de sus acueductos los pozos *putei* o pozos verticales y los *cuniculi* o pozos inclinados o de acceso para captar las aguas, “hoyas” o pozos para atacar la excavación desde varios frentes, para sacar escombros, para el control topográfico, para el mantenimiento, los *spiramina* o pozos

para la ventilación. Si ésta era insuficiente agitaban mantas en la base del pozo para forzar la ventilación. Algunos de ellos alcanzaron profundidades de hasta 122 m.

Los motores de combustión de los vehículos iban a obligar a importantes cambios en la ventilación de los túneles. Cuando las máquinas de vapor arrastraban los vagones los pasajeros lograban sobrevivir a la experiencia de atravesar un túnel, sufriendo las asfixias correspondientes (González y Hacar, 2015). Pero el monóxido de carbono y algunos otros gases tóxicos emitidos por los nuevos motores ya no permitía garantizar esa supervivencia y la ventilación se volvió imprescindible.

Seguidamente apuntamos ejemplos históricos de túneles desde el punto de vista de la ventilación. Es importante indicar que los túneles que se citan tienen ya muchos

años y han sido reformados, no ocupándonos de dichas reformas (a excepción del túnel de Karawanken), pues nuestra intención es introducirnos en los orígenes de la ventilación de túneles.

Túnel del Canal de la Mancha (1802)

La Figura 1 de 1802 reproduce la idea del ingeniero Albert Mathieu-Favier para el túnel del Canal de La Mancha entre Francia y el Reino Unido (*Channel Tunnel* o *Le Tunnel Sous la Manche*), diseñado para uso de vehículos de tracción animal.

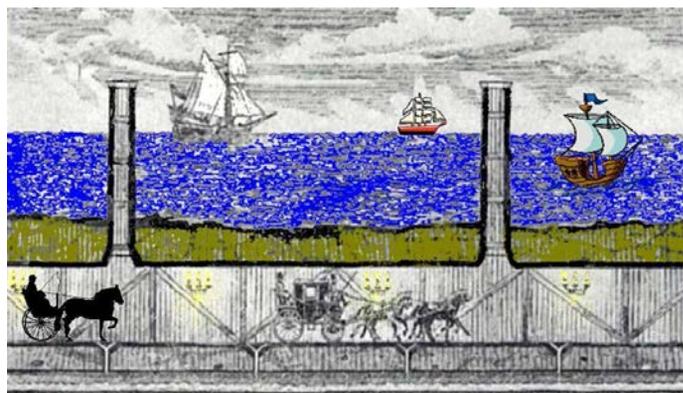


Figura 1: Esquema del túnel del Canal de La Mancha (Francia-Inglaterra) propuesto en 1802 por el ingeniero francés Albert Mathieu-Favier

La idea consistía en la ejecución de dos tubos superpuestos, empleando el superior para el servicio postal (en diligencias) entre los dos países y el inferior para drenar las aguas filtradas que serían evacuadas por gravedad hacia ambas bocas. El alumbrado se preveía mediante lámparas de aceite. El proyecto también incluía enormes chimeneas de ventilación que salían al mar. Se contemplaba la construcción de una isla artificial aproximadamente en el centro del túnel, a medio camino entre Dover y Calais, en el banco de arena de Varnes. En ella los usuarios podrían salir a la superficie donde se instalaría una casa de postas para descansar, respirar aire fresco y cambiar de monturas. El cruce del Canal se estimó en alrededor de 5 h 30 min. Este proyecto permaneció expuesto varios años en las vitrinas del Palacio de Luxemburgo y en la Escuela de Minas de París (Jevenois, 1927).

Túnel ferroviario de San Gotardo (1882)

Tiene la historia de la tracción a vapor interesantes aspectos relacionados con la ventilación de los humos y

hollín producidos por las locomotoras. La media hora que se empleaban en 1896 en la travesía de 15 km por el túnel ferroviario de San Gotardo en Suiza, construido por Louis Favre, era un suplicio, una prueba de supervivencia para los muy atrevidos viajeros (Figura 2).



Figura 2: Construcción del túnel ferroviario de San Gotardo en los Alpes Suizos, trabajos de perforación en el frente de Airolo (Sandström, 1963)

Puente ferroviario Britannia (1850)

No era exactamente un túnel, pero al ser un cajón cerrado, la travesía por los 460 m del puente ferroviario Britannia en el estrecho de Menai (Gales, Gran Bretaña) era igualmente una aventura (Figura 3). El puente construido para Chester & Holyhead Railway, siendo el Ingeniero Jefe Robert Stephenson, fue inaugurado en 1850. Lo formaban dos vigas cajón construidas con chapas de hierro forjado roblonado por cuyo interior circulaban los trenes. Las vigas eran de 4.5 m de ancho, entre 7 y 9.1 m de alto y para facilitar el mantenimiento las dos vigas estaban separadas entre sí 3.7 m. Para proteger el hierro del clima, cubriendo ambos tubos, se construyó un techo continuo de madera de 12 m de anchura, arqueado, cubierto con arpillera alquitranada. Un incendio (al parecer originado por unos niños que jugaban con antorchas en el interior del puente) el 23 de mayo de 1970 destruyó la techumbre de madera alquitranada debilitando las vigas cajón y obligando a la reconstrucción total del puente. Las vigas cajón de hierro forjado de Stephenson se reemplazaron por arcos de acero que soportan un tablero con dos niveles: para el ferrocarril en el nivel inferior y para carretera el superior. Se inauguró en 1972.

Los viajeros que lo cruzaban en 1902 sufrían calor, toses y agobios debido a los gases y hollín que soltaban las locomotoras de vapor que tiraban de los vagones:

Está uno atento mirando cuando de pronto escucha un estruendo sordo que aumenta gradualmente hasta que el tren, con un infernal estampido metálico y la reverberación de un millón de ecos, sale como una exhalación, arrastrando tras de sí una vaharada de aire que hiede a la atmósfera saturada de hollín que, tras cincuenta años de uso, nada logra extraer de los tubos, y que se parece abominablemente al olor de una chimenea doméstica sucia (Anónimo, 1849).

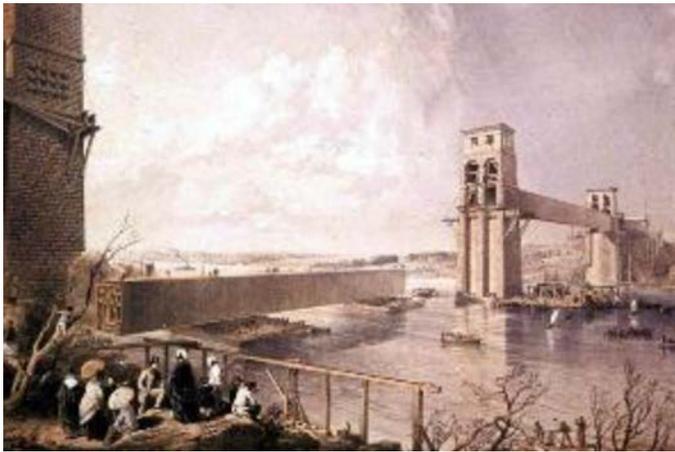


Figura 3: Puente Britannia, estrecho de Menai, Gales, Gran Bretaña (ice.org.uk)

Túnel ferroviario del Chorro (1860)

Como curiosidad señalamos el caso en España del único túnel ferroviario que tuvo ventilación artificial. Se trata del túnel nº 12, Túnel del Chorro (también se le denomina del Viaducto) de la Compañía del Ferrocarril de Córdoba a Málaga, línea ferroviaria construida entre 1860 y 1865, habiendo en la estación inmediata de El Chorro, situada entre dos túneles en los extremadamente abruptos desfiladeros de los Gaitanes, una caseta de transformación con un ventilador y una tubería de aire que se desmontó el 1 de diciembre de 1969 (Fonseca, 1987).

Túnel ferroviario de Severn (1886)

El túnel, también ferroviario, de Severn, entre Gloucestershire (Inglaterra) y Monmouthshire (Gales), en el estuario del río Severn (Reino Unido), de 7 km de longitud (3.6 km están bajo el río Severn) (Figura 4). Construido por Great Western Railway GWR, durante

su construcción, entre 1873 y 1886, se dispuso de una instalación de ventilación mediante ventiladores que aportaban aire fresco desde el pozo del banco de arena de Sudbrook en el lado Gales. Actualmente, en la parte alta de ese pozo, un ventilador de 8 m de diámetro impulsa aire fresco desde el exterior hacia el interior del túnel.

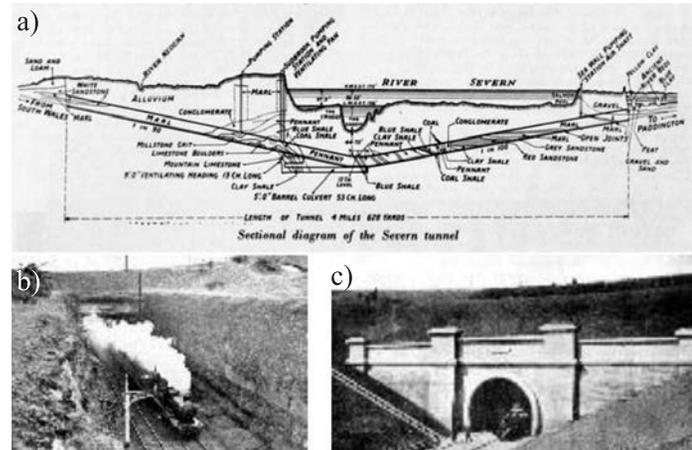


Figura 4: a) Perfil longitudinal del túnel ferroviario bajo el río Severn (Inglaterra-Gales, Reino Unido) (*The Engineer*, 1879), b) portal lado Gales y c) portal lado Inglaterra

Túnel ferroviario de Mersey (1886)

Para resolver la barrera que separaba las dos orillas del río Mersey, la ciudad de Liverpool y la península de Wirral, se construyeron varios túneles. En 1886, el túnel ferroviario de Mersey fue el primer túnel ventilado artificialmente (Figura 5). Se excavaron un total de 3 túneles: el del propio túnel para doble vía (de 1.2 km), el de drenaje (de 1.6 km) y el de ventilación (de 2.1 km), estos dos últimos de 2.18 m de diámetro. La construcción comenzó por la excavación de 2 pozos - uno a cada lado del río - para el bombeo de las aguas de filtración. El pozo lado Liverpool de 4.6 m de diámetro y el de Birkenhead de 5.3 m. Ambos con una profundidad de 52 m. Fue instalado un ventilador en cada pozo (de 12.2 m y 9.1 m de diámetro) para la renovación del aire del túnel cada 7 min.

Si bien se había previsto en este túnel ferroviario de doble vía un sistema de ventilación para la renovación del aire, cuando el tráfico ferroviario aumentó, debido a la atmósfera irrespirable que se producía en el túnel al paso de las locomotoras de vapor y que la ventilación no era capaz de resolver, los usuarios optan por el cruce en los muy eficientes - aunque ya rebasando su capacidad de transporte - transbordadores que se empleaban, produciéndose en 1900 la quiebra de la Mersey Railway Company.

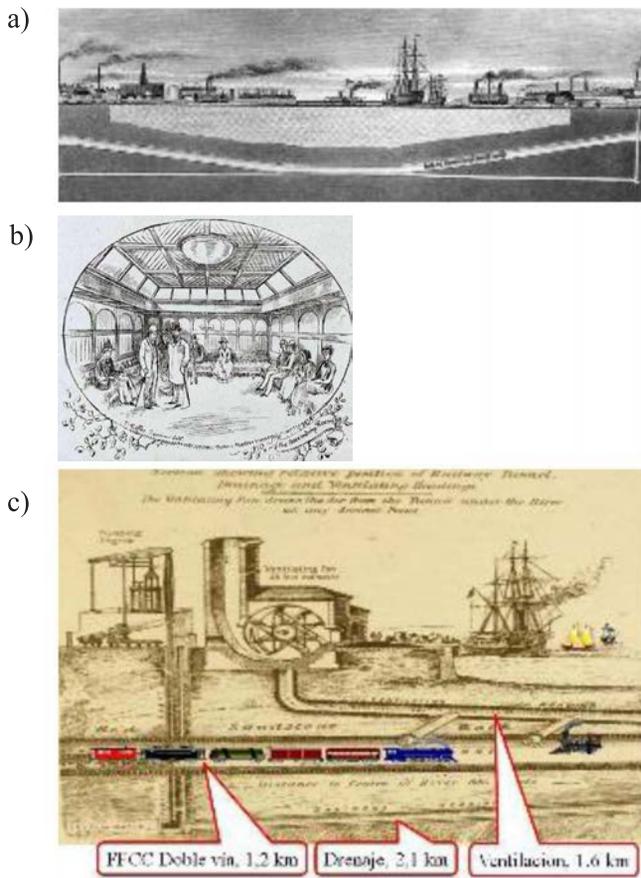


Figura 5: a) Perfil longitudinal del túnel ferroviario de Mersey entre Liverpool y la península de Wirral, b) ascensores hidráulicos con capacidad para 100 personas para acceder desde la superficie a las estaciones de James Street (Liverpool) y de Hamilton Square (Birkenhead) y c) esquema de tres túneles construidos: doble vía para ferrocarril, drenaje y ventilación.

La línea recuperaría su protagonismo tras la electrificación en 1903, electrificación que tardó en llegar a ese túnel, pues veinte años antes la tracción eléctrica ya se empleaba en la C&SLR, City and South London Railway, inaugurada en 1890. El túnel de Queensway, el primero de los túneles carreteros bajo el mismo río Mersey, fue inaugurado en 1934 y durante 24 años fue el túnel subacuático más largo del mundo. Más tarde, en 1971, se abrió al tráfico el segundo túnel de carretera, el de Kingsway.

Túnel de Blackwall (1897)

El túnel de Blackwall bajo el río Támesis se construyó entre 1892 y 1897 (Figura 6). Diseñado inicialmente para tráfico peatonal, caballos y vehículos de tracción animal (para tráfico bidireccional), representa un buen ejemplo de un túnel que aún sigue operativo, siendo ahora unidireccional (tras importantes reformas) pues se encuentra duplicado.

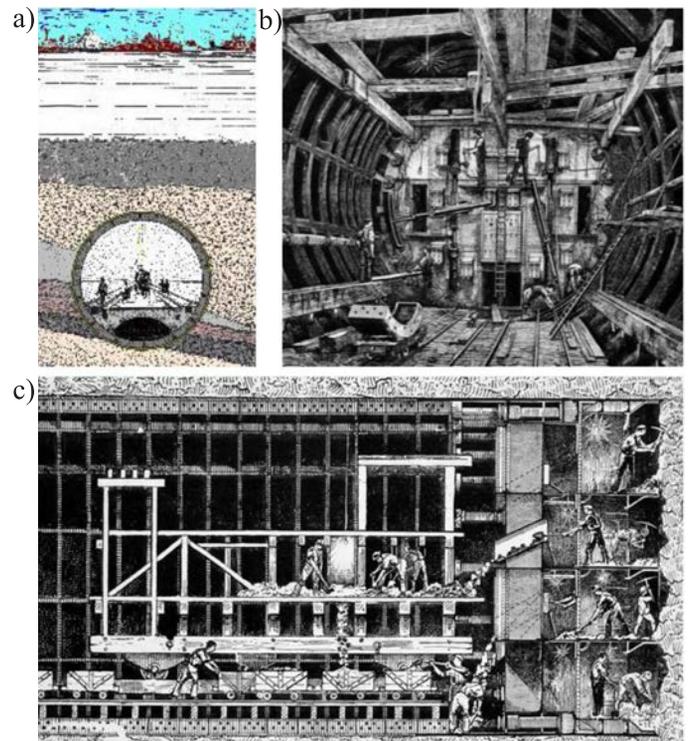


Figura 6: a) Túnel de Blackwall bajo el río Támesis en Londres (Legouéz, 1897), b) y c) escudo presurizado en arcilla (gracesguide.co.uk)

Este túnel es notable, entre otros aspectos, por formar parte importante de la historia de los escudos presurizados (antecesores de las modernas tuneladoras) empleados en la excavación de túneles bajo el agua (Figura 6b,c).

Se construyeron 4 pozos de 17.7 m de diámetro exterior e interior de 14.6 m, con profundidades entre 23 y 30 m, siendo recta la alineación en planta entre pozos, y cambiando la alineación en cada pozo, evitando con ese trazado la afección a más inmuebles en superficie. Dos de esos pozos disponían de escaleras helicoidales que permitían el acceso peatonal; otro pozo se empleó como edificio administrativo; y el cuarto para ventilación. El túnel cruza bajo el río Támesis, en el este de Londres, conectando Poplar (boca norte) con Greenwich (boca sur). Con una longitud de 1889.73 m fue el túnel subacuático más largo del mundo. Diámetro exterior 8.2 m, interior de 7.4 m, profundidad 24.4 m, calzada de 4.9 m y aceras de 0.95 m. Excavado con escudo presurizado, dovelas metálicas forman el revestimiento con anillos de 0.8 m de longitud (peso total de cada anillo 16.8 t) formado por 14 dovelas más una de cierre. Hacia 1930 el túnel es insuficiente para el tráfico que lo ha de emplear, por lo que

se decide duplicarlo, comenzándose las obras del nuevo túnel en marzo de 1960 y concluyendo el 2 de agosto de 1967.

Túnel de Holland (1927)

El primer túnel de carretera ventilado artificialmente con ventilación transversal fue el túnel de Holland, bajo el río Hudson (Figura 7), conectando New York con New Jersey, fue construido entre 1920 y 1927 (Holland, 1921). El túnel lleva el nombre de Holland en memoria del ingeniero a cargo del proyecto Clifford Holland (1883-1924). Formado por dos tubos túneles de 2600 m y 2550 m de longitud, con un ancho de calzada 6.0 m (dos carriles por sentido) y gálibo vertical de 3.8 m.

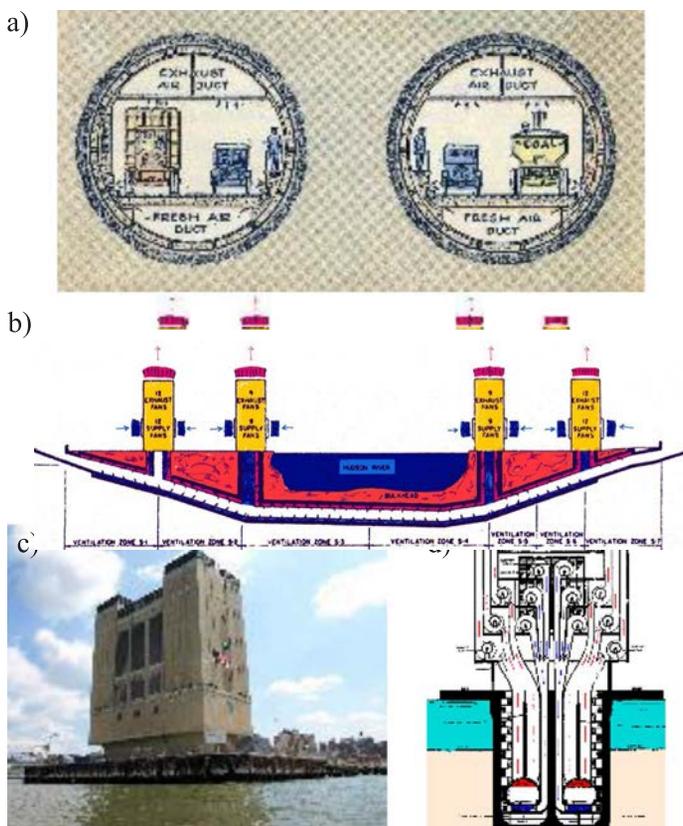


Figura 7: Túnel de Holland bajo el río Hudson entre New York y New Jersey, EEUU: a) esquema de los dos tubos (hobokenmuseum.org), b) diagrama de ventilación (Bendelius, 1982), c) edificio de ventilación y d) esquema de ventilación en una de las torres del río.

Para el diseño del revolucionario sistema de ventilación transversal de este túnel, entre los años 1919 y 1922, el ingeniero Ole Singstad realizó estudios con modelos de túneles a escala real relativos a las emisiones de CO por los vehículos como los efectos que causaban en las personas los ambientes con diferentes concentraciones de dicho gas

tóxico (Gray y Hagen, 1931).

Los criterios iniciales sobre ventilación establecían un límite máximo de CO en el túnel independientemente del tiempo de exposición, y, de esa manera, cuando en 1927 se abrió al tráfico el túnel ese valor máximo en la concentración de CO se estableció en 400 ppm, si bien las concentraciones medias eran mucho más bajas.

El resultado de esos estudios fue la instalación de un sistema de ventilación transversal, con capacidad de aportar un caudal de aire fresco y aspirar el viciado suficiente para diluir la concentración calculada de 160 ppm, que es la que generaba una emisión de 68 l/min para el tráfico de diseño a velocidad media de 48.2 km/h. La sección circular de los túneles permitió emplear el sector circular sobre y bajo el espacio destinado al tráfico como conductos de ventilación.

El túnel sigue operativo. Obviamente se han acometido importantes reformas. No tardaron en bajarse esos límites admisibles de CO. En 1975 se estableció para túneles no urbanos entre 150 y 250 ppm, con un máximo absoluto de 300 ppm en la zona de las bocas de salida y en el caso de ventilación longitudinal. En 1979 se estableció en 150 ppm con un límite absoluto de 250 ppm durante 5 ó 15 min en picos de congestión, por accidentes y en otras situaciones excepcionales así como en las bocas de salida en el caso de ventilación longitudinal.

Los criterios de diseño de la ventilación desde los tiempos del túnel de Holland respondían a la idea de reducir los contaminantes en el aire del túnel hasta límites aceptables. Desde hace algunos años, con la importante reducción de las emisiones de contaminantes emitidos por los vehículos, el criterio que más (no siempre) suele influir en el diseño de la ventilación es el del control de humos en caso de fuego.

Túnel de Queensway (1934)

También el primer túnel carretero de Mersey, el Queensway (Figura 8), inaugurado 1934, es un magnífico ejemplo del nacimiento de la ingeniería de la ventilación de túneles (Yagües, 2011). Conectando igualmente Liverpool y la Península de Wirral (Birkenhead) reemplazó al tráfico de ferries en el cruce del Mersey. El 16 de diciembre de 1925 comienzan los trabajos en el lado Liverpool, y el 10 de marzo de 1926 lo hacen en el lado Birkenhead.

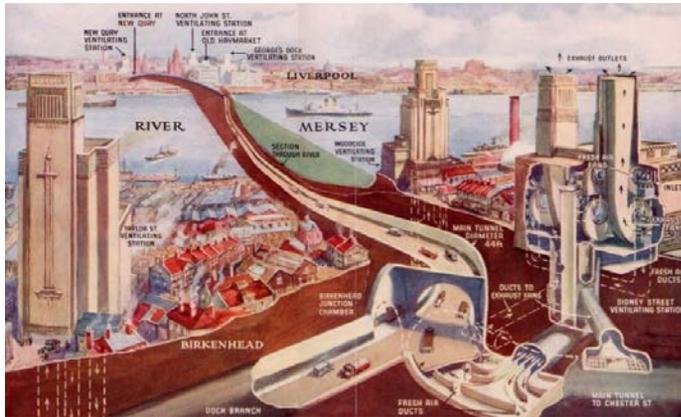


Figura 8: Primer túnel de carretera Queensway bajo Mersey entre Liverpool y la Península de Wirral, Reino Unido, se destacan los edificios de ventilación

Túnel de 3219 m longitud con tráfico bidireccional, 2 carriles en cada sentido, ancho de la calzada 11 m, diámetro del túnel 13.4 m, gálibo vertical de 3.9 m en los carriles adyacentes a los hastiales y de 4.8 m en los carriles centrales (los autobuses están obligados a utilizarlo). El punto más bajo del túnel está a 52 m bajo el río Mersey.

Para la ventilación semitransversal se cuenta con seis estaciones de ventilación extractoras, 3 en cada lado del río Mersey (en el lado Liverpool: muelle George, North John Street y New Quay; en el lado Birkenhead: Woodside Tower, Sydney Street y Taylor Street).

En ambos casos los trabajos se inician con pozos de 61 m de profundidad y 6.5 m de diámetro y dos galerías piloto de 4.6 y 3.7 m de diámetro, correspondiendo a la parte alta y a la baja de la sección del túnel (según el diseño inicial, el túnel dispondría de 4 carriles en el nivel superior, así como permitiría el paso de dos tranvías por la parte inferior), y por ello la sección resultante fue de 13.4 m de diámetro.

Fue revestido con dovelas de hierro fundido de 183 cm de longitud, entre 61.0 cm y 76.2 cm de ancho y 34.3 cm de canto, con un peso de cada dovela de 864 kg. Se finalizó el revestimiento construyendo una capa de hormigón cubriendo los huecos vistos de las dovelas, sobre ella otra capa de gunita (con y sin armadura, según los casos, y de espesor entre 6 y 10 cm), y un tratamiento superficial estético y para impermeabilización (Marplax).

El túnel fue puesto en servicio el 17 de diciembre de 1933, e inaugurado oficialmente el 18 de julio de 1934. En su

momento, y durante 24 años, fue el túnel subacuático más largo del mundo. Este túnel es ligeramente posterior al de Holland y los estudios de ventilación son en parte similarmente complejos y pioneros en la ventilación de túneles de carretera.

Más tarde, las necesidades del tráfico generaron la construcción del segundo túnel carretero bajo el Mersey, el llamado túnel de Kingsway, comenzado en 1966 y abierto al tráfico en 1971. Se trata de dos túneles, gemelos, con sección circular de 9.2 m diámetro, cada túnel con 2 carriles de 4.0 m y de 2.2 km de longitud. Dispone de una galería de emergencia entre ambos túneles así como de escaleras para evacuación en cada uno de los dos pozos de ventilación. Las aceras son elevadas respecto a la calzada. Los vehículos pesados están autorizados a pasar por este túnel debido a las importantes limitaciones del túnel de Queensway (carriles de 3.00 m).

Túnel de Karawanken (1991)

El túnel transalpino de Karawanken, construido entre 1987 y 1991 entre Austria y Slovenia, tiene 7.9 km de longitud (8 km incluyendo portales, 4.4 km en Austria, lado norte y 3.5 km en Slovenia, lado sur), es bidireccional, 2 carriles y una sección libre de 48.8 m² (Figura 9). Conecta Villach en Austria (autopista A11) con Ljubljana en Slovenia (carretera A2). El portal norte tiene una altitud de 655.3 msnm y el portal sur 620.7 msnm con pendientes de norte a sur de +0.50% (en 3880 m) y -1.35% (en 3984 m).

En 1978 la ventilación fue estudiada con el sistema semitransversal/transversal según el criterio CO con 2 pozos (de 200 y 565 m), con capacidad para insuflar un caudal de aire fresco de 100 m³/(s·km) y extraer 80 m³/(s·km), necesitándose una potencia de 3460 kW para mover un total de 1415 m³/s.

Como las obras comenzaron tiempo después del diseño original, y en ese lapso de tiempo los avances en la tecnología de la ventilación fueron considerables, se procedió a un rediseño de la misma. Los datos de tráfico de 1990 indicaban que el porcentaje de vehículos pesados diesel había aumentado respecto a los que habían sido considerados en el diseño original (pasando de 9.5 a 44%), así como los límites admisibles de CO habían disminuido (pasando de 226 a 150 ppm). De esa manera se instaló un sistema de ventilación semitransversal/transversal (sin

pozos, con falso techo con conductos para aire fresco y aire viciado de 9 m² cada uno) excepto en los 1200 m centrales en los que únicamente se instalaría un sistema longitudinal con *jet-fans* (sin falso techo).

Se diseñó la ventilación para una aportación de aire fresco de 80 m³/(s·km), esto es, 20% menos que el calculado en 1978. Sería el túnel más largo del mundo sin pozos de ventilación.

La reforma del sistema de ventilación resultó necesaria para de ese modo poder cumplir con la normativa vigente (Directiva 2004/54/CE; RVS 09.02.31, 2008), pues el túnel no disponía de un sistema de extracción de humos en su parte central (1200 m), ni la capacidad de extracción masiva de humos en caso de incendio cumple con los estándares de un mínimo de 120 m³/s en una longitud de 150 m.

De esta forma, los diseños para la reforma del túnel (IMD de 14000 veh/día, 15% de pesados) incluyen la ejecución del falso techo en los 1200 m centrales del túnel y la modificación de la ventilación (fuego de diseño de 50 MW) de manera tal que la capacidad de extracción masiva de humos se eleva a 200 y 280 m³/s (según el sistema de

operación) en 150 m, superando así el requerimiento de que el túnel sea capaz de extraer un mínimo de 120 m³/s en esa longitud.

Sistemas de ventilación en túneles de carretera

Sistemas de ventilación más frecuentes

La ventilación es de gran importancia en la explotación de un túnel, pudiendo llegar a ser determinante en caso de accidente con fuego (Alarcón, 2011). Los objetivos que se pretenden con la ventilación son:

- a) Ventilación ordinaria:
 - Mantener en todo momento la calidad del aire en el túnel adecuada para que la toxicidad no alcance los límites prefijados.
 - Garantizar que la visibilidad sea segura para la conducción.
- b) Ventilación de emergencia:
 - Reducir al máximo la gravedad en caso de emergencia.
- c) Ventilación por condiciones de confort.

Dependiendo de factores como la longitud del túnel, la intensidad de tráfico y la inclinación, en túneles de carretera normalmente se emplean los sistemas de ventilación mostrados en la Figura 10.

Ventilación natural

Es un sistema de ventilación natural, no mecánica, la ventilación se produce principalmente por diferencia de presión entre las bocas y/o efecto pistón generado por el desplazamiento del aire generado por el tráfico en movimiento, efectos que sumados (no siempre suman en el mismo sentido) pueden llegar a crear una corriente natural suficiente de aire en el túnel para lograr su ventilación. Suele emplearse en túneles no urbanos, muy cortos (no superiores a 200 ó 300 m) y con poco tráfico.

Ventilación natural con pozo

Este sistema es similar al natural complementado con el efecto chimenea generado por el pozo de ventilación, pozo por donde sale al exterior parte o todo el aire contaminado del túnel. Como sucede con el sistema de ventilación natural, según sean las condiciones atmosféricas (las que

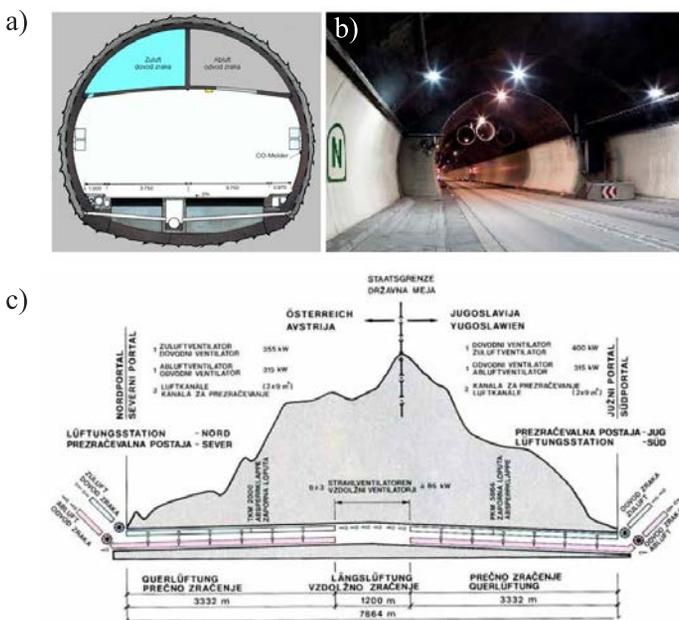


Figura 9: Túnel de Karawanken entre Eslovenia y Austria, a) sección transversal, b) vista interior en la parte del túnel sin falso techo, estado anterior a la reforma (Asfinag Bmg, 2014) y c) perfil longitudinal esquemático de la ventilación, en 1200 m de la parte central del túnel no existen conductos de ventilación para extracción de humos (Brandt y Cufer, 2006)

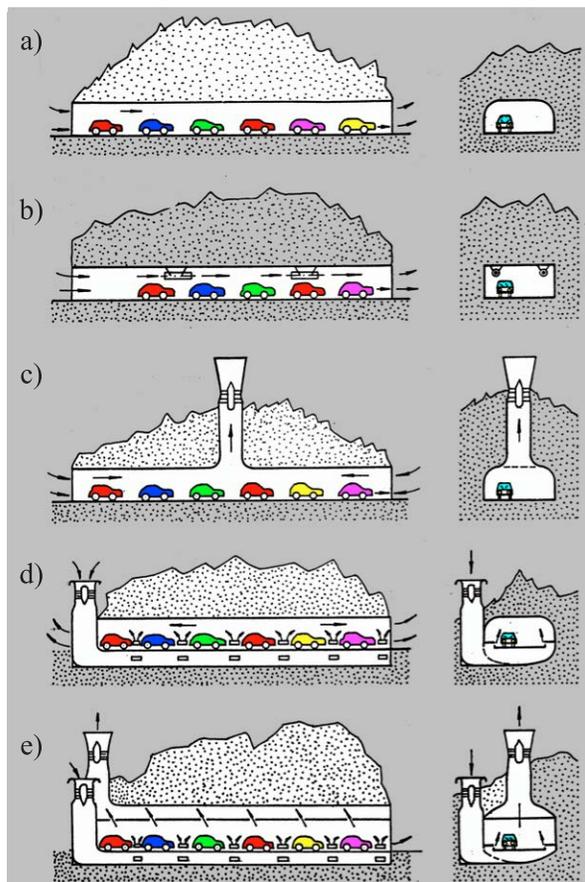


Figura 10: Esquemas de sistemas de ventilación empleados en túneles carreteros: a) Ventilación natural, b) longitudinal con ventiladores de chorro, c) longitudinal con pozos, d) semitransversal con inyección de aire fresco y e) transversal pura

pueden variar incluso varias veces a lo largo del día) el sistema puede funcionar de forma imprevista y no tener posibilidad de controlarlo. Este sistema fue empleado en ocasiones (también en túneles ferroviarios) haciendo uso de los pozos que se habían utilizado para la construcción del túnel. Actualmente no se emplea.

Ventiladores longitudinales de chorro

En este tipo de ventilación se instalan ventiladores de chorro (aceleradores o *jet-fans*) a lo largo del túnel (Figura 11) los cuales empujan el aire creando una corriente longitudinal de aire en el túnel. Este tipo de ventilación está indicada para túneles unidireccionales incluso largos. Su gran ventaja es su relativo reducido coste, tanto de instalación como de mantenimiento y explotación. La estrategia más frecuente de ventilación en caso de incendio es la de impulsar los humos hacia la boca de salida, evitando (o limitando) el retroceso de los humos (*backlayering*) en la

zona anterior al fuego en la que presumiblemente se ha producido la retención de vehículos (Figura 12).

En túneles bidireccionales (o aquellos que ocasionalmente puedan funcionar como bidireccionales) es importante que los ventiladores sean reversibles para así permitir el control de humos en caso de fuego.

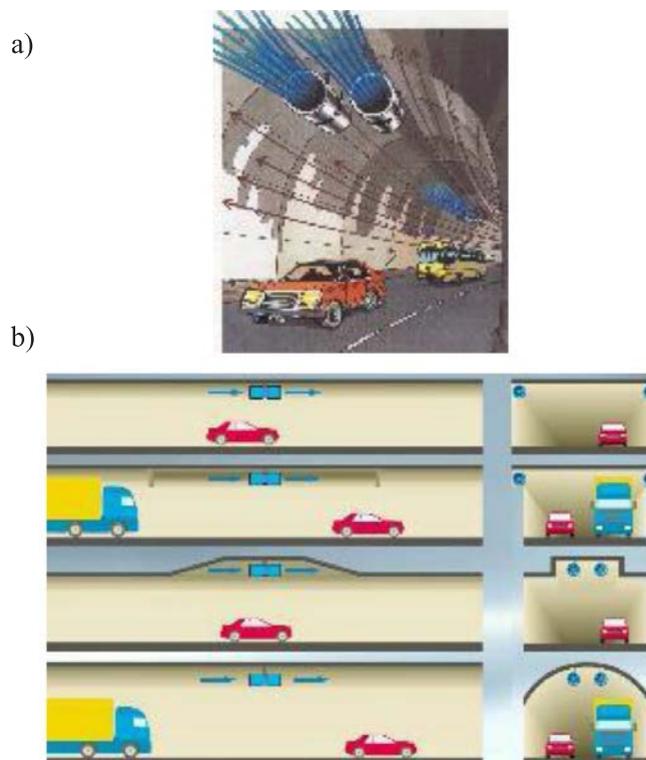


Figura 11: a) Ventiladores de chorro (voith.com) y b) ventilación longitudinal con jet-fans (howden.com)

Ventilación longitudinal con pozos

Este sistema de ventilación posibilita parcialmente el control del aire viciado en el sentido previsto. Es frecuente diseñar los pozos de forma tal que tanto insuflen aire fresco como extraigan el viciado. En caso de fuego el sistema podría presentar problemas para controlar el desplazamiento de humos.

Ventiladores longitudinales de chorro y pozos con ventiladores axiales

Este sistema de ventilación presenta la ventaja de que el pozo de extracción permite sectorizar el túnel, posibilitando mayores longitudes, además de poder controlar el movimiento de humos en caso de fuego (Figura 13).

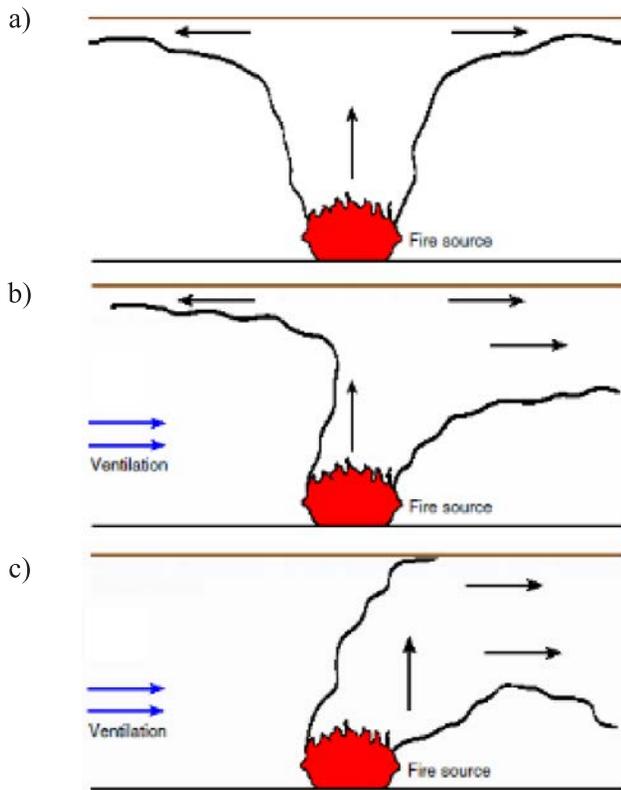
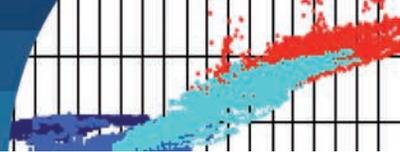


Figura 12: a) Túnel con ventilación natural y 0.0% de inclinación, b) ventilación insuficiente con retroceso de los humos (backlayering) y c) ventilación suficiente

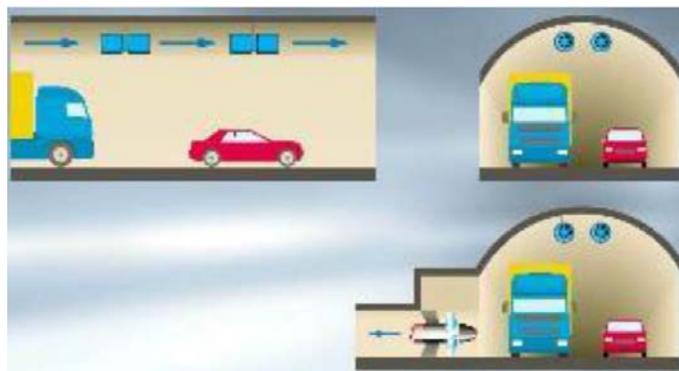


Figura 13: Ventilación longitudinal con *jet-fans* y suplementario sistema de extracción con ventiladores axiales en el centro del túnel

Ventilación semitransversal con inyección de aire fresco

Este sistema de ventilación aporta en cada zona del túnel el caudal de aire fresco necesario para diluir los contaminantes que se generan en esa zona. El aire fresco se inyecta a través de unas aberturas (trampillas) distribuidas a lo largo del túnel, aberturas que reciben el aire procedente de un

conducto (o más de uno) construido en el túnel en el falso techo, bajo la calzada o en los hastiales. El aire viciado sale por las bocas. Este sistema no resuelve la extracción de aire viciado ni la de humos en caso de incendio.

Ventilación semitransversal con inyección y extracción de aire

También denominado sistema de ventilación semitransversal reversible (Figura 14). Para poder evacuar los humos en caso de incendio la ventilación se diseña tal que pueda invertirse (total o parcialmente) el sentido del aire en los conductos de ventilación, pasando de inyectar aire a aspirarlo a lo largo del túnel (o bien en zonas localizadas). Para la extracción masiva de humos en caso de incendio se instalan trampillas de gran tamaño (exutorios o *dampers*) que se pueden abrir o cerrar según las necesidades.

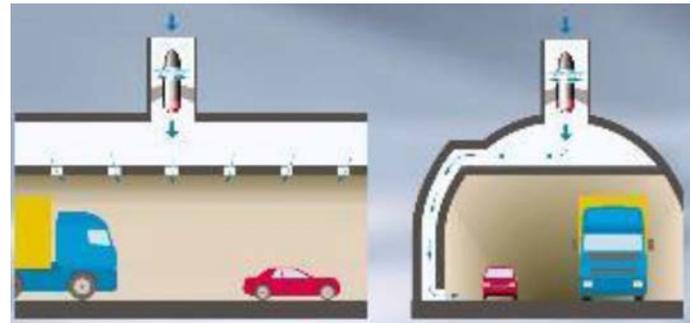


Figura 14: Ventilación semitransversal

Ventilación transversal pura

En este sistema la ventilación ha de diseñarse de forma tal que cada sección del túnel reciba exactamente la cantidad de aire fresco necesaria para diluir los contaminantes hasta los límites admisibles (Figura 15).

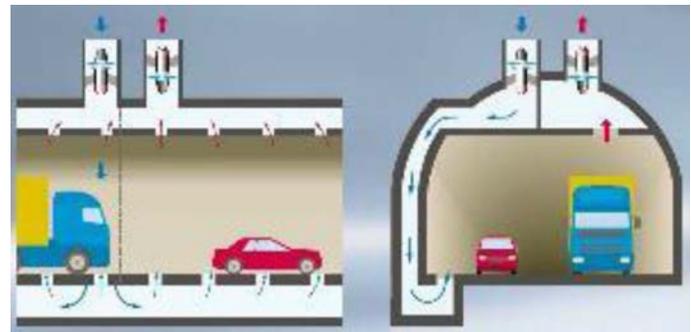


Figura 15: Ventilación transversal

Ventilación pseudo-transversal

La ventilación pseudo-transversal es similar a la transversal pura salvo que se diseña de manera tal que el aire contaminado que se extrae es menor que el aire fresco insuflado, saliendo por las bocas la diferencia entre ambos. En caso de incendio, la extracción de humos con este sistema de ventilación será menor, en principio, que en la ventilación transversal pura.

Ventilación por condiciones de confort

La ventilación también es importante para mantener unas condiciones de confort mínimas en el interior de los túneles, y no solamente durante la construcción. Eso es más frecuente en túneles de metro y en sus estaciones, así como puede llegar a ser necesario en algunos túneles largos y con mucha cobertura. Por ejemplo, en ciudades en climas de veranos calurosos, la ventilación cumple también la función de refrigerar no solamente las estaciones, sino también los propios túneles. Dado que los trenes llevan equipos de climatización, el calor expulsado por éstos se va acumulando y calentando el túnel, transmitiéndose al revestimiento que no es capaz de evacuarlo ni absorberlo a lo largo del tiempo, lo que hace más difícil la operación y mantener unas condiciones de confort en las propias estaciones. La ventilación se encarga de conseguir este equilibrio térmico.

En algunas estaciones del metro de Buenos Aires en Argentina, en las líneas más antiguas, se utilizan ventiladores situados en los andenes a fin de mover el aire y tratar de rebajar la sensación de ahogo (los trenes están climatizados). Un sistema similar de ventilación activa se utiliza en el metro de Santiago de Chile, sin embargo, representan un alto gasto energético y no representa una solución efectiva (Bugueño, 2019). Sistemas de metro más modernos (y con mayores recursos), como es el metro de Doha en Catar, están totalmente climatizados, no solamente las estaciones, sino también el propio túnel

Trampillas y exutorios

El aire fresco suele insuflarse a través de aberturas (trampillas) situadas en la acera (a nivel prácticamente de la calzada). El aire contaminado (más caliente que el fresco) generalmente se extrae por la parte superior (es frecuente que sean trampillas ubicadas en el falso techo,

donde igualmente se ubican los conductos de ventilación tanto aire fresco como del viciado). Los grandes exutorios para la extracción masiva de humos en caso de incendio se ubican en la parte alta de la sección (Figura 16).



Figura 16: Exutorio de acero en un túnel, resistencia 400 °C durante 120 min (Warenzeichenverband Edelstahl Rostfrei/Sirocco Luft- und Umwelttechnik, tunnel-online.info 2015)

Ventilación versus condiciones atmosféricas

En caso de incendio, el sistema de ventilación se ha de diseñar para extraer los humos, por ejemplo, accionando el exutorio de extracción masiva de humos localizado más próximo al fuego, así como para garantizar que en las proximidades del fuego la corriente longitudinal de aire pueda ser controlada para poder confinar los humos. Este importante último aspecto deberá ser estudiado cuidadosamente pues las diferentes presiones barométricas entre las bocas y el efecto chimenea (más importantes en túneles largos, atravesando grandes macizos montañosos, con presiones barométricas muy diferentes entre una y otra boca, y con significativas diferentes temperaturas del aire dentro del túnel y en el exterior del mismo) puede dificultar muy seriamente el control del aire dentro del túnel, y por ello complicar el control de humos en caso de incendio (así como el control de contaminantes en funcionamiento ordinario del túnel). Ese aspecto debe ser considerado en el diseño de la ventilación

Medidas en el túnel de Gotschna en Suiza

Medidas realizadas entre diciembre del 2001 y octubre del 2002 en el túnel de Gotschna en Suiza mostraron que durante el 75% del año el aire del interior del túnel está más caliente que el del exterior, sucediendo lo contrario en el resto del año. Como consecuencia de ello se consideró como criterio de diseño la combinación de temperaturas en el exterior del túnel de -11°C y en el interior de +10°C (Figuras 17 y 18).

El túnel fue inaugurado el 9 de diciembre de 2005. Posee una longitud de 4200 m, es bidireccional, 1 carril por sentido. Tiene una sección útil al paso del tráfico de 46.8 m², diámetro hidráulico de 6.7 m, una inclinación media de 4.6%, 1155 msnm de altitud y una diferencia de altitud entre portales de 200 m. La ventilación es semitransversal con 2 estaciones de ventilación en portales con 2 ventiladores axiales en cada una (uno para insuflar aire y el otro para extraerlo), con conductos para ventilación en el falso techo (exutorios cada 70 m). Para contrarrestar el efecto adverso por flotabilidad y poder garantizar el control de humos (para su extracción) en caso de incendio fueron necesarios instalar 24 *jet-fans* (de 22 kW cada uno) en el interior del túnel.

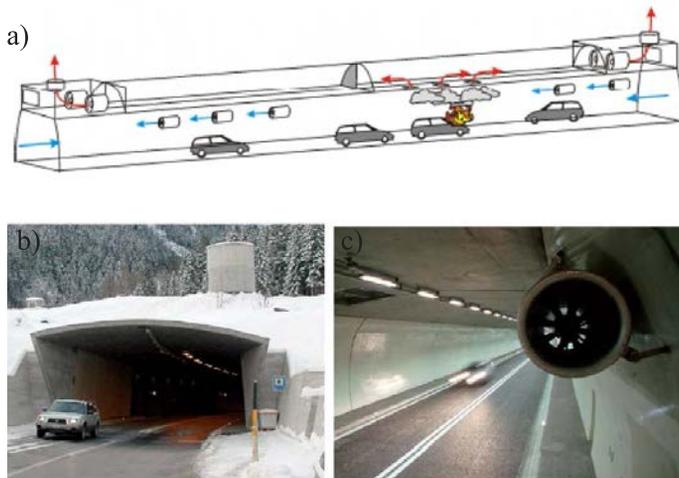


Figura 17: Túnel de Gotschna, A 28, by-pass de Klosters, Cantón Grisones, Suiza: a) esquema de la ventilación en caso de incendio, b) boca de entrada y pozo de extracción de humos y c) uno de los 24 *jet-fans* instalados en el túnel (hbi.ch)

Aunque no es frecuente, en algunos túneles profundos y largos la temperatura del macizo rocoso puede obligar a tomar medidas de refrigeración, no sólo durante la construcción, lo que es sabido, sino también durante la explotación (Andreae, 1948; Jaeger, 1972; Hacar, 1979). Los estudios de Rybach y Busslinger (2013) en el túnel suizo ferroviario de Base de San Gotardo (Gotthard Base Tunnel GBT) de 57 km de longitud, y cobertura máxima de 2450 m, mostraron la correcta precisión de los complejos modelos de cálculo, pudiendo comparar las previsiones de dichos modelos con las temperaturas medidas durante la ejecución de los trabajos.

La aplicación de esos modelos al túnel austriaco también ferroviario de Koralm (forma parte del tramo de alta

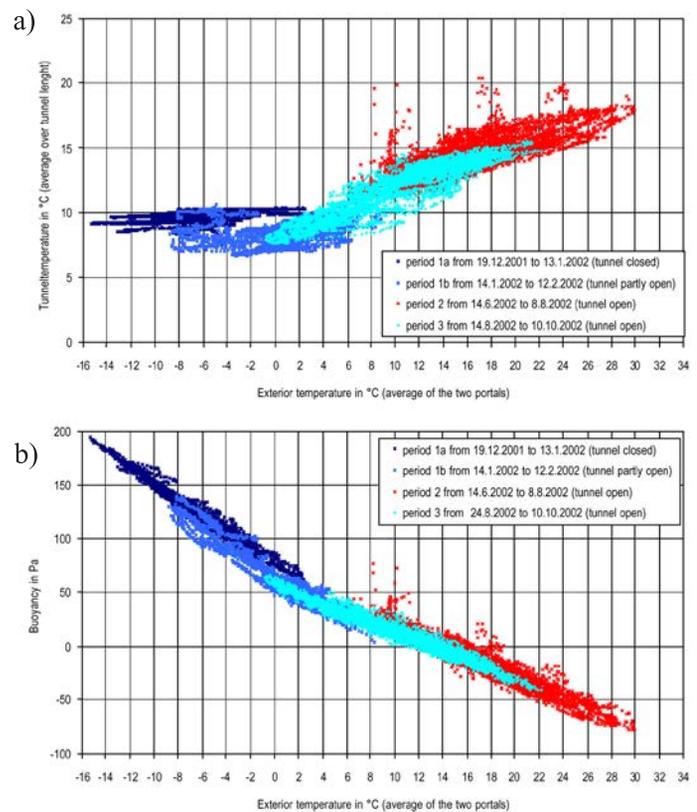


Figura 18: Túnel de Gotschna, mediciones de: a) temperatura promedio interior a lo largo del túnel versus temperatura promedio entre las dos bocas medidas en el exterior del túnel y b) flotabilidad (efecto chimenea) versus temperatura exterior del túnel (promedio entre las dos bocas) (Steinemann *et al.*, 2004)

velocidad entre Graz y Klagenfurt, al sur de Austria; se prevé abrirlo al tráfico en el 2025), de 32.9 km de longitud, y cobertura máxima de 1200 m, indican que durante la explotación hará falta refrigeración en aquellas galerías de interconexión entre tubos que contengan equipamientos, si bien en el resto se considera que con la ventilación prevista no es preciso proceder a dicha refrigeración (Fruhwirt *et al.*, 2018).

Medidas en el túnel de San Gotardo

De 16.9 km de longitud, en su momento fue el túnel carretero más largo del mundo. Con tráfico bidireccional, la sección útil para el paso del tráfico es de 40.5 m², diámetro hidráulico de 6 m, calzada de 7.8 m (2 carriles) y aceras a ambos lados de 0.7 m. Construido entre 1970 y 1980, fue abierto al tráfico el 5 de septiembre de 1980. La inclinación media del túnel es de 0.4%, donde la cota en el lado Göschenen es de 1080 msnm y en el lado Airolo de 1146 msnm, con una altitud media de 1120 msnm

(Lombardi y Haerter, 1972). El sistema de ventilación es transversal (Figura 19).

Se realizaron medidas en el túnel de San Gotardo en Suiza durante 1 año, comenzadas el 24 de julio de 2003. Realizadas 4 pasadas a 70 km/h registrando las medidas de temperatura a lo largo del túnel, se obtiene una temperatura media en el túnel de 23.2 °C (se observan los descensos de las temperaturas en la vertical de los pozos de ventilación que aportan aire fresco al interior del túnel). La temperatura en el exterior lado Göschenen (boca norte) fue de 8°C, en el lado Airolo (boca sur) fue de 12°C (Figura 20a). Las diferencias de presiones barométricas entre las bocas alcanzan el máximo de 3700 Pa durante 1 h entre el 22 y el 26 de diciembre de 2003 (Figura 20b).

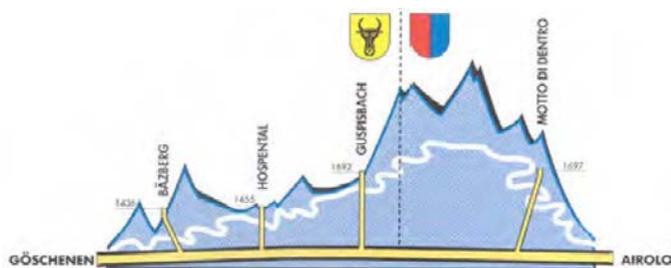


Figura 19: Sistema de ventilación en el túnel San Gotardo, autopista A2 Basilea-Chiasso (Bettelini *et al.*, 2003)

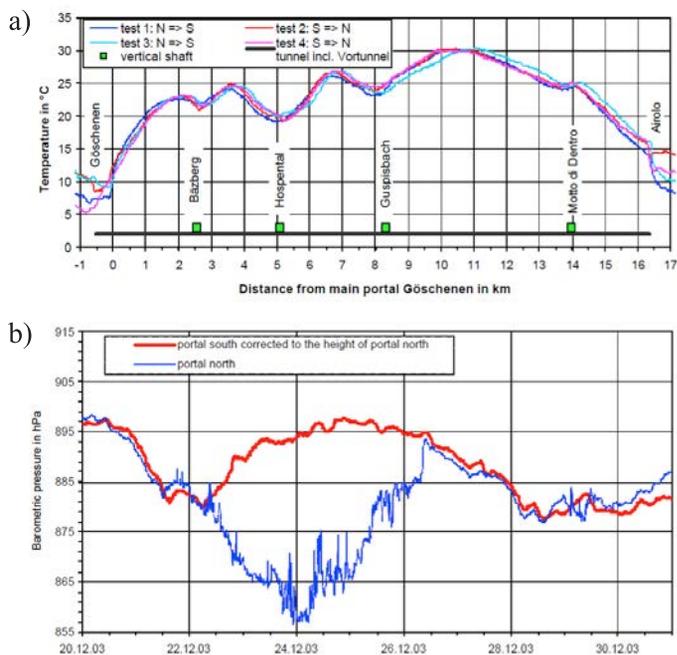


Figura 20: a) Distribución de la temperatura en el túnel carretero de San Gotardo el 4 de febrero 2004 y b) periodo con presiones barométricas extremas entre portales (Steinemann *et al.*, 2004)

Medidas en los túneles de Tauern, Gleinalm y Arlberg

También son interesantes las medidas realizadas en los importantes túneles de Austria de Tauern, Gleinalm y Arlberg (Tabla 1).

Tabla 1: Diferencia de presiones barométricas entre portales (Sturm *et al.*, 2012)

Túnel	Longitud, m	Diferencia de presión entre las bocas, Pa	
		Sentido N-S o W-E	Sentido S-N o E-W
Tauern (Autopista 10)	6546	254	235
Gleinalm (Autopista A 9)	8320	268	86
Arlberg (Autovía S 16)	13972	206	209

Soluciones para controlar la corriente longitudinal en túneles existentes

En túneles existentes los *jet-fans* necesarios instalar -reversibles- para controlar el aire del túnel en caso de incendio (para contener los humos mientras se realiza la extracción) puede obligar, o bien, a instalar un importante número de pequeños *jet-fans* a lo largo del túnel, o bien instalar menos *jet-fans* pero de mayor tamaño.

En esta última opción, para conseguir el espacio necesario dentro de la sección del túnel para ubicar los *jet-fans* habrá que intervenir en la obra civil, instalándolos por ejemplo en nichos, para lo que se deberá modificar el falso techo o los hastiales para dar cabida a esos *jet-fans* de mucho mayor tamaño (Beyer *et al.*, 2016). En ambos casos se ha de verificar que la corriente de aire no afecte a los motoristas que puedan estar circulando por el túnel. En cualquier caso que se adopte, se deben hacer estudios en detalle para determinar la potencia que han de tener esos *jet-fans*, su ubicación en tanto la sección del túnel como a lo largo del mismo, la conveniencia de instalar deflectores para mejorar el coeficiente de instalación.

Las Figuras 21 y 22 muestran soluciones para el control de la corriente longitudinal de aire instalando *jet-fans* o toberas Saccardo como se muestra en la Figura 23.

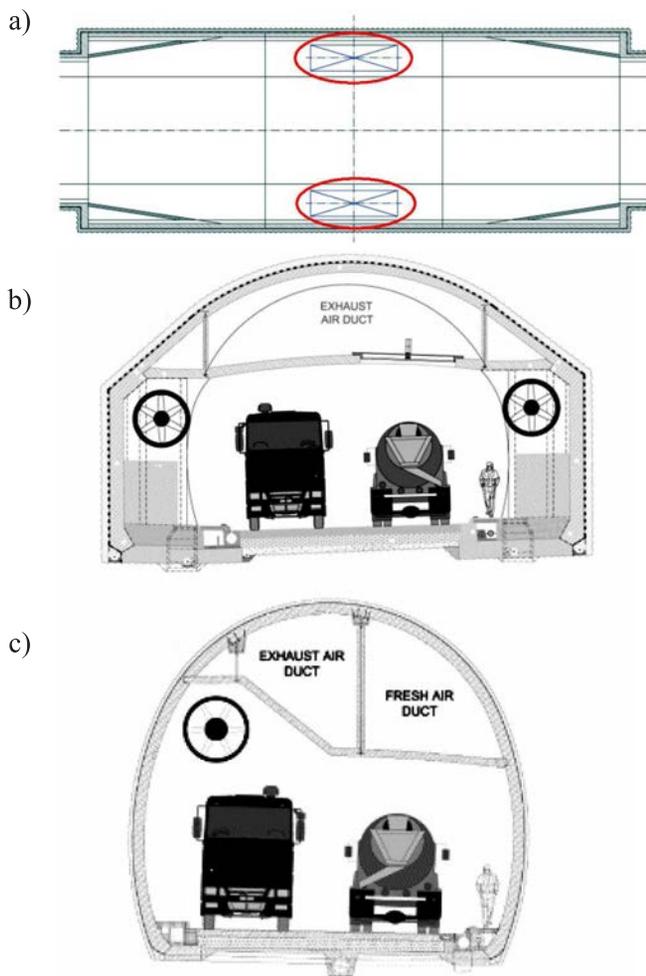


Figura 21: Instalación de *jet-fans* en túneles existentes para controlar la corriente de aire en el túnel: a) vista en planta, b) *jet-fans* en hastiales y c) *jet-fans* en nicho practicado en el falso techo (Sturm *et al.*, 2014).



Figura 22: Túnel de Bosruck, Austria. Instalación de 8 grandes *jet-fans* de 2700 N cada uno en 4 nichos de ventilación en lugar de los 40 *jet-fans* que hubieran sido necesarios para cada tubo (Sturm *et al.*, 2017)

Las toberas Saccardo (eyectores Saccardo o boquillas de impulsión, patente GB-189802026A, 25 de enero de 1898: Improved method and apparatus for ventilating tunnels) trabajan introduciendo un chorro de aire en el túnel a



Figura 23: Túnel de Katschberg, Austria: a) instalación de toberas Saccardo en túneles existentes para controlar la corriente de aire en el túnel, b) muro de separación y c) inyección de aire fresco (Sturm *et al.*, 2014, 2017).

alta velocidad, a unos de 30 m/s. Unas cámaras situadas normalmente en los portales alojan los ventiladores de impulsión del aire del exterior al túnel con un ángulo de 30° o menor (Tarada y Brandt, 2009).

Este sistema con toberas Saccardo se puede considerar que es un tipo de ventilación longitudinal, ya que el principio de funcionamiento es similar al de la ventilación longitudinal con *jet-fans*, esto es, se inyecta un caudal de aire en la sección del túnel creando una corriente de aire longitudinal facilitando una dirección de la corriente de aire en el túnel predefinida. También puede ser producida por inyecciones puntuales de aire, por ejemplo, desde un pozo de ventilación,

Las Figuras 24 y 25 muestran esquemáticamente la construcción y ventilación de los túneles ferroviarios de Guadarrama (línea ferroviaria de Alta Velocidad Española AVE Madrid-Segovia-Valladolid) de una longitud de 28.4 km. Formado por 2 tubos gemelos, uno para cada sentido de la circulación, el inicio de la construcción comenzó a finales del año 2002, y la puesta en servicio el 22 de diciembre de 2007. En estos túneles ferroviarios y en los de metro, el empleo de toberas Saccardo es mucho más frecuente que en los túneles carreteros.

Utilizando la ventilación principal y las toberas Saccardo se realizan simulaciones numéricas del sistema de ventilación con las siguientes hipótesis de partida (Zitrón, 2006):

- En uno de los tubos se produce un fuego de 50 MW y por ello ha de garantizarse una velocidad crítica de 3.1 m/s.

- En el tubo no siniestrado se ha de realizar la presurización del mismo, para ello se busca que haya 100 Pa más que en cualquier zona del tubo en el que se ha producido el fuego.

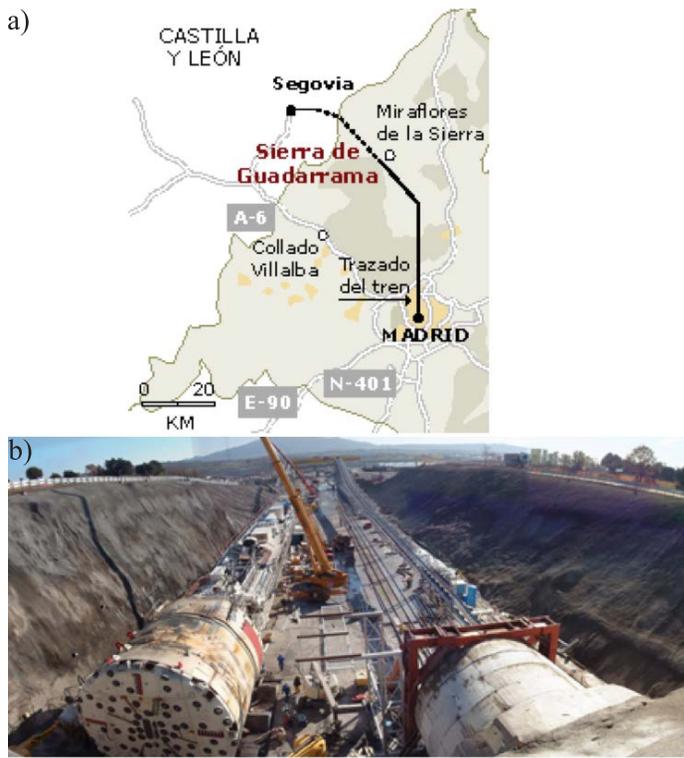


Figura 24: a) Ubicación de los túneles de Guadarrama, Comunidad de Madrid-Comunidad de Castilla y León, España y b) túneles en construcción-Bocas Sur (26 de noviembre 2002)

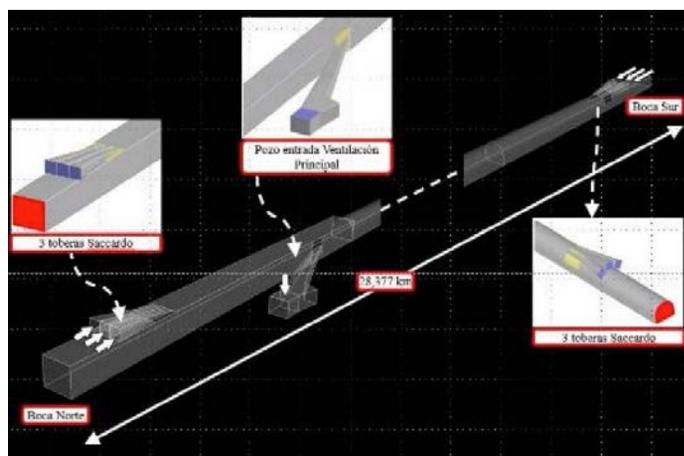


Figura 25: Esquema de la ventilación de los túneles de Guadarrama, Comunidad de Madrid-Comunidad de Castilla y León, España (Zitrón, 2006)

Comentarios finales

De aquellos túneles para peatones y carruajes con tracción animal que no precisaban ventilación, llegando

a la tracción a vapor, y al motor de combustión, unido a túneles carreteros largos y con importante tráfico de vehículos ligeros, pesados y mercancías peligrosas, los sistemas de ventilación (y su relación con otros sistemas de seguridad como son las galerías de evacuación de emergencia) además de tener que mantener una calidad del aire dentro del túnel adecuada, han de dimensionarse para dar seguridad en caso de fuego. Los vehículos eléctricos supondrán otros nuevos criterios de dimensionamiento de esos sistemas de ventilación y de seguridad en los túneles.

Referencias

Alarcón, E. (2011). *Técnicas de evacuación de humos y gases en túneles. Planes de autoprotección en túneles*. Ministerio del Interior. España

Andreae, C. (1948). *Les grands souterrains Transalpins*. Leemann editores, Zürich, Suisse

Anónimo (1849). *El triunfo de la ciencia. Una descripción de la gran flotación de uno de los tubos monstruo sobre el estrecho de Menai*. Britannia Bridge. James Rees, Gran Bretaña (en inglés)

Asfinag Bmg (2014). *A11 Karawanken Autobahn, Karawankentunnel. 2. Röhre*. IL, Ingenieurbüro Laabmayr & ZT GesmbH, Salzburg, Austria

Bendelius, A.G. (1982). *Tunnel ventilation*. In *Tunnel Engineering Handbook*. Kuesel, T.R. and Bickel, J.O. (eds.), Van Nostrand Reinhold, New York, USA

Bettelini, M., Neuenschwander, H., Henke, A., Gagliardi, M. and Steiner, W. (2003). *The fire in the St Gotthard tunnel of October 24, 2001*. *International Symposium on Catastrophic Tunnel Fires*, SP Swedish National Testing and Research Institute, H. Ingason (ed.), Borås, Sweden, 49-68

Beyer, M., Sturm, P.J., Saurwein, M. and Bacher, M. (2016). *Evaluation of jet fan performance in tunnels*. *8th International Conference on Tunnel Safety and Ventilation*, Graz, Austria

Brandt, R. and Cufer, A. (2006). *Upgrading the Karavanken Tunnel according to the EU-Directive 2004/54/EC*. *8th International Conference on Tunnel Construction and Underground Structures*, International Tunnelling and Underground Space Association ITA. Ljubljana, Slovenia

Bugueño, E.O. (2019). *Oasis urbano: una propuesta de acondicionamiento térmico para el metro de Santiago*. *Revista Hábitat Sustentable* 9(2), 16-29

- Directiva 2004/54/CE. Requisitos mínimos de seguridad para túneles de la red europea de carreteras. Diario Oficial de la Unión Europea DOUE, 7 de junio 2004. Parlamento Europeo y Consejo de la Unión Europea
- Fonseca García, J.M. (1987). Exposición: El Ingeniero y la Obra Subterránea. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid, España
- Fruhvirt, D., Bacher, M., Sturm, P.J. and Steiner, H. (2018). Change in thermal conditions during construction and operation of a long railway tunnel. Taking the Koralm tunnel as an example. *9th International Conference on Tunnel Safety and Ventilation. New Developments in Tunnel Safety*, Graz, Austria
- González Crespo, J.L. y Hacar Rodríguez, F. (2015). Pajares: De barrera entre mundos a camino sin fronteras. Arts&Press, Madrid, España
- Gray, C.C. and Hagen, H.F. (1931). The eighth wonder: The Holland vehicular tunnel. Annual Report of the Board of Regents of the Smithsonian Institution, Washington, USA
- Hacar, F. (1979). Temperatura en los túneles. *Revista de Obras Públicas* **3167**, 217-223
- Holland, C.M. (1921). Linking New York and New Jersey. *The American City* **24**(3), 231-232
- Jaeger, C. (1972). *Rock mechanics and engineering* (2.2.1 Predicting the temperature inside a deep tunnel). Cambridge University Press, UK
- Jevenois, P. (1927). *El túnel submarino del estrecho de Gibraltar. Estudio científico de su posibilidad*. Capítulo II Ideas sobre los medios de unir dos continentes, y breve reseña de proyectos de túneles submarinos. Editorial Voluntad, Madrid, España
- Legouëz, R. (1897). *De l'emploi du bouclier dans la construction des souterrains*. Librairie Polytechnique Baudry et Cie, Éditeurs, Paris, France
- Lombardi, G. et Haerter, A. (1972). N2 Le tunnel routier du St-Gothard: Le projet du tunnel. Service Topographique Fédéral.
- RVS 09.02.31 (2008). Guidelines and regulations for highway construction. Tunnels: tunnel equipment ventilation. Basic principles. Austrian Research Association for Roads, Rail and Transport, Vienna, Austria
- Rybach, L. and Busslinger, A. (2013). Verification of rock temperature prediction along the Gotthard Base Tunnel. A prospect for coming tunnel projects. *World Tunnel Congress WTC 2013*, G. Anagnostou and H. Ehrbar (eds.), Geneva, Switzerland
- Sandström, G.E. (1963). *Tunnels*. Holt, Rinehart and Winston. New York, USA
- Steinemann, U., Zumsteg, F. and Wildi, P. (2004). Measurements of air flow, temperature differences and pressure differences in road tunnels. *2nd International Conference on Tunnel Safety and Ventilation*. Graz, Austria, 220-226
- Sturm, P.J., Beyer, M. and Rafiei, M. (2017). On the problem of ventilation control in case of a tunnel fire event. *Case Studies in Fire Safety*, Elsevier, vol. 7, 36-43
- Sturm, P.J., Bacher, M. and Wierer, A. (2014). Strategies for fire ventilation. *6th International Symposium on Tunnel Safety and Security*, Marseille, France
- Sturm, P.J., Beyer, M., Bacher, M. and Schmölder, G. (2012). The influence of pressure gradients on ventilation design. Special focus on upgrading long tunnels. *6th Symposium on Tunnel Safety and Ventilation*, Graz, Austria
- Tarada, F. and Brandt, R. (2009). Impulse ventilation for tunnels. A state of the art review. *13th International Symposium on Aerodynamics and Ventilation of Vehicle Tunnels*. Brunswick, New Jersey, EEUU
- The Engineer (1879). *Severn tunnel*. 24 October 1879
- Yagües, N. (2011). Queensway: el primer túnel de carretera subterráneo bajo el río Mersey. *Cimbra: Revista del Colegio de Ingenieros Técnicos de Obras Públicas* **396**, 36-43
- Zitrón (2006). Estudio aerodinámico de la ventilación en el túnel ferroviario de alta velocidad (Guadarrama). Informe Versión 2.0.



Yield displacement of slender cantilever RC walls as a function of the seismic demand features

Desplazamiento de fluencia de muros esbeltos de hormigón armado como función de las características de la demanda sísmica

Fecha de entrega: 14 de septiembre 2020

Fecha de aceptación: 22 de marzo 2021

Victoria Rubina and Alejandro Morales

Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Valparaíso, General Cruz 222, Valparaíso, Chile, vrubina.lazo@gmail.com, alejandro.morales@uv.cl

The yield displacement is a relevant parameter to design slender cantilever RC walls under seismic actions. If the wall is expected to undergo inelastic excursions, then the yield displacement is used to estimate ductility demands, which are in turn used to design boundary elements (confinement reinforcing). In the last years, expressions to estimate the yield displacement have been proposed in several studies; many of them resorting to models with concentrated inelasticity. Results obtained with these models could be unrepresentative of the phenomenon studied, due to the assumption that the wall has elastic behaviour and constant stiffness above the critical section; evidence shows that the flexural stiffness of a wall varies during the dynamic response. Independently of the model used, most of the studies consider pushover analysis with different lateral load patterns (e.g. triangular or uniform), assuming the nature of the seismic demand. In this work, a parametric study of the yield displacement for cantilever slender RC walls is presented. The results were obtained from nonlinear response history analyses (NRHA) for a set of cantilever RC walls, representative of real wall buildings. To carry out NRHA, natural and artificial records with different features are used. Additionally, walls with different aspect ratio, height, thickness and longitudinal reinforcement are considered; walls were modelled with unidirectional fibres. The final discussion is focused on the influence of the higher mode effects in the yield displacement and its variability, in order to provide useful and simple design recommendations.

Keywords: yield displacement, reinforced concrete, cantilever slender walls, seismic analysis

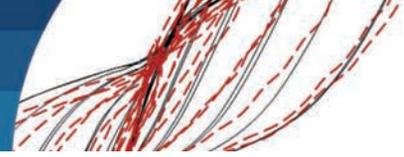
El desplazamiento de fluencia es un parámetro importante para el diseño sísmico de muros esbeltos de hormigón armado en voladizo. Comúnmente es utilizado para diseñar elementos de borde y confinamiento, en función de las demandas de ductilidad esperada. En los últimos años han sido propuestas variadas expresiones para estimar el desplazamiento de fluencia, la mayoría de los estudios considera elementos con plasticidad concentrada, comportamiento elástico y rigidez constante sobre la sección crítica del muro, aunque la evidencia experimental muestra que la rigidez flexural varía durante la respuesta. Independiente del tipo de modelación considerada, gran cantidad de estudios realizan análisis estáticos incrementales (pushover) donde un determinado patrón de cargas laterales es asumido a priori (triangular, proporcional al primer modo de vibración, uniforme o puntual). En este trabajo se presentan los resultados de un estudio paramétrico realizado a muros esbeltos de hormigón armado, representativos de edificios con muros. Se utilizaron análisis no-lineal tiempo-historia considerando registros sísmicos naturales y sintéticos. Se usaron distintas características para los muros en relación a altura, espesor y cuantía de refuerzo; la modelación se hizo con fibras unidireccionales. La discusión final se orienta a la influencia de los modos altos y de su efecto en el desplazamiento de fluencia, con el objetivo de entregar recomendaciones de diseño.

Palabras claves: desplazamiento de fluencia, hormigón armado, muros esbeltos en voladizo, análisis sísmico

Introduction

Reinforced concrete (RC) slender walls, when appropriately designed and detailed, provide adequate

ductility and inelastic displacement capacity to building structures. This behaviour is achieved by using boundary



elements (confinement reinforcement), and by limiting the axial load and the concrete compressive strains in the wall. Currently, the Chilean provisions that are contained in DS60 (2011), limit the maximum concrete strain in the fibre of extreme compression (ε_c), as shown in equations (1) and (2).

Regarding the displacement capacity of RC walls, according to DS60 (2011), at the critical section of slender walls with an aspect ratio (H_w/L_w) greater than 3 the curvature capacity (ϕ) should be greater than the curvature demand (ϕ_u), in order to obtain a ductile behaviour and displacement capacity higher than the displacement demand (δ_u). The curvature demand can be estimated using the equations (1) or (2):

$$\phi_u = \frac{2\delta_u}{H_w L_w} \leq \frac{\varepsilon_c}{C} = \frac{0.008}{C} \quad (1)$$

$$\phi_u = \frac{(\delta_u - \delta_y)}{L_p \left(H_w - \frac{L_p}{2} \right)} + \phi_y \leq \frac{\varepsilon_c}{C} = \frac{0.008}{C} \quad (2)$$

where L_w is the wall length, L_p is the plastic hinge length, δ_u is the design displacement according to DS61 (2011), δ_y is the elastic displacement capacity (or yield displacement), ϕ_y is the yield curvature, C is the distance from the extreme compression fibre to the neutral axis and H_w is the wall height measured from the critical section. To estimate the curvature capacity, the maximum axial load on the wall must be considered; moreover, it is necessary to justify the values for ϕ_y and δ_y used in the analysis (DS60, 2011). However, Chilean regulations do not provide recommendations to compute these values. In addition, if equation (2) is analyzed, it is observed that the yield displacement is a key parameter in order to design RC slender walls, therefore, a reliable estimation of this value is required.

Previous studies have proposed closed-form expressions to estimate the elastic displacement capacity. However, most of these studies are based on pushover analyses, where the dynamic phenomenon is simplified to a fixed or variable lateral load pattern. An exception is presented by Quintana (2018), who proposes a relationship between the elastic displacement and a dynamic amplification factor, that is used in the capacity design for shear of cantilever

walls (Priestley and Priestley, 1992), and that is a function only of the number of stories in the building. However, more recent studies have demonstrated that the dynamic amplification factor depends on the ductility demand too (Priestley *et al.*, 2007; Morales, 2017; Jiménez *et al.*, 2019; Morales *et al.*, 2019).

Another common assumption, to estimate the elastic displacement capacity (or yield displacement) for slender RC walls, is that the flexural stiffness above the critical section is constant along the wall height. This assumption is not appropriate since the flexural stiffness of a wall varies during the dynamic response depending on its level of deformation (Beyer *et al.*, 2014; Moehle, 2015). Additionally, due to the fact that for RC members the effective flexural stiffness is proportional to the nominal flexural strength (Priestley, 2003; Priestley *et al.*, 2007), the axial force and its variation along the wall height has a relevant influence on the flexural stiffness that cannot be ignored. Furthermore, in the upper regions of the wall, the moment demands may be less than the cracking moment, therefore, the flexural stiffness should be larger than that of the lower stories (Priestley *et al.*, 2007; Adebar *et al.*, 2007).

In some cases, assumptions and simplifications considered in previous studies could produce errors in the estimation of the yield displacement and, as a consequence, inadequate design of wall boundary elements (*i.e.*, underestimation of confinement reinforcement or wall thickness).

Considering the previous ideas, in this paper, a parametric study of the yield displacement for slender cantilever RC walls is presented. The results were obtained from nonlinear response history analyses (NRHA) for a set of cantilever RC walls, representative of real wall buildings. The building prototypes were created by varying the wall aspect ratio, height, thickness and longitudinal reinforcement, and were modelled using a distributed inelasticity fibre model. To carry out NRHA, natural and artificial records with different features are used. The displacement at which first yielding occurs is recorded in order to correlate it with features of the wall such as aspect ratio, amount of reinforcement, and the accelerograms characteristics (intensity, frequency content). The final discussion is focused on the influence of higher mode effects on the yield displacement and its variability, in order to provide design recommendations.



Description of the analytical model

The analysis model was implemented in SeismoStruct (Seismosoft, 2018) using a classical forced-based fibre element formulation in which the wall cross-section is discretized into uniaxial fibres representing the reinforcing steel and the confined (concrete core) and unconfined concrete (concrete cover). This formulation assumes that plane sections remain plane during the deformation history (the Bernoulli hypothesis); hence shear deformations are not accounted for in the analysis. On the other hand, a relevant aspect of this modelling approach is that calibration of the input parameters is not required and that axial-flexural interaction can be explicitly captured. Therefore, the model is able to represent the elastic and inelastic stiffness of the members with a non-critical shear or flexure-shear response (Sedgh *et al.*, 2015).

In this study single cantilever walls are used as a simplification to represent a building (see Figure 1). This approach has been used in the past by other authors (Priestley and Amaris, 2002; Pennucci *et al.*, 2013); however, some improvements are included in this work. In order to make the analysis as general as possible, 10-, 15-, 20-, 25- and 30-story buildings are considered and, for each building height, three different rectangular cross-sections are defined (see Figure 2 and Table 1). Note that the axial load ratios (ALR) were selected considering typical values found in the design practice of RC wall buildings in Chile.

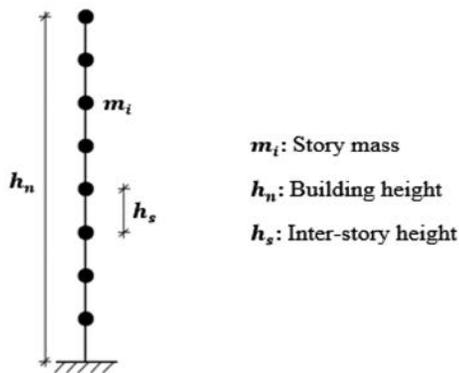


Figure 1: Building numerical model

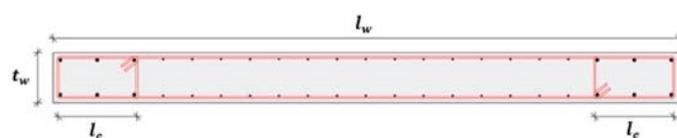


Figure 2: Rectangular wall cross-section

Table 1: Characteristics of the building prototypes

Proto-type	ρ_l , %	l_w , m	l_e , m	t_w , m	h_n , m	h_s , m	m_i , ton	ALR
W.1	0.31	8.0	1.2	0.25	27.0	2.7	60.0	0.20
W.2	0.30	6.0	0.8	0.25	27.0	2.7	25.0	0.15
W.3	0.32	4.0	0.8	0.25	27.0	2.7	5.0	0.15
W.4	0.31	12.0	1.2	0.25	40.5	2.7	70.0	0.20
W.5	0.31	8.0	0.8	0.25	40.5	2.7	20.0	0.15
W.6	0.33	6.0	0.8	0.25	40.5	2.7	60.0	0.35
W.7	0.36	15.0	2.0	0.30	54.0	2.7	80.0	0.20
W.8	0.38	10.0	1.6	0.30	54.0	2.7	20.0	0.15
W.9	0.37	8.0	1.2	0.30	54.0	2.7	60.0	0.30
W.10	0.41	15.0	2.0	0.30	67.5	2.7	60.0	0.20
W.11	0.44	10.0	1.6	0.30	67.5	2.7	6.0	0.15
W.12	0.43	8.0	1.2	0.30	67.5	2.7	6.0	0.15
W.13	0.41	15.0	2.0	0.35	81.0	2.7	26.0	0.15
W.14	0.43	10.0	1.6	0.35	81.0	2.7	6.0	0.15
W.15	0.42	8.0	1.2	0.35	81.0	2.7	10.0	0.20

Story masses showed in Table 1 were adjusted to obtain first-mode elastic periods representative of real wall structures. This consideration is not trivial since, as shown by Morales (2017) and Morales *et al.* (2019), previous studies with similar modelling approaches have resulted in building models with first-mode elastic periods larger than what is expected from real structures. The periods of the buildings from this study are compared against the expressions proposed in ASCE 7-10 (2010) and in Massone *et al.* (2012), the latter based on the values measured by Wood *et al.* (1987). The expressions are reproduced below as equations (3) and (4), respectively.

$$T_a = C_t h_n^x \quad (3)$$

$$T_a = \frac{N}{15} \quad (4)$$

In equation (3) h_n is the building height and the coefficients C_t and x are 0.0488 and 0.75, respectively. On the other hand, in equation (4) N represents the number of stories of the building. Figure 3 compares the periods of the buildings considered in this study with the periods predicted using equations (3) and (4). It is observed a good correlation between the values obtained in this study and the empirical expressions.

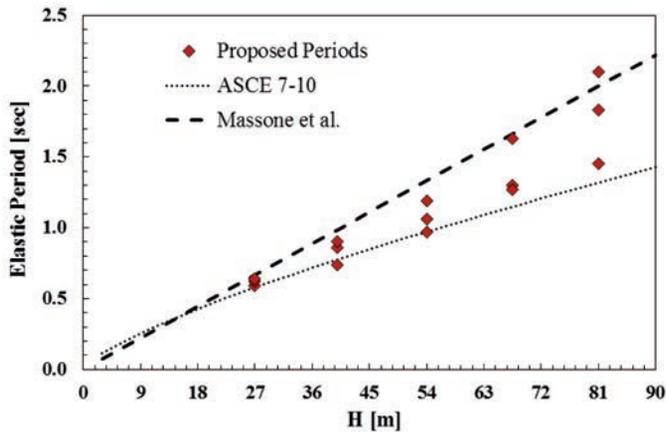
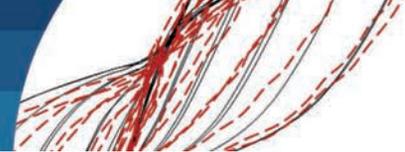


Figure 3: Comparison between first mode periods obtained in this study and expressions proposed in the literature

Materials: concrete and reinforcement steel

A trilinear concrete model (named con_tl in SeismoStruct) was used for the confined and unconfined regions of the wall. The con_tl is a simplified uniaxial model that assumes no resistance in tension and features a residual strength plateau in compression. Five parameters must be defined in order to fully describe the mechanical characteristics of the material: mean compression strength (f_{c1}), initial stiffness (E_1), post-peak stiffness (E_2), residual strength (f_{c2}) and specific weight (γ_c). The parameters used in this study are as shown in Table 2.

Table 2: Concrete model parameters

Parameter	Unconfined	Confined
f_{c1} , MPa	25	29
E_1 , MPa	13000	15600
E_2 , MPa	-5500	-6600
f_{c2} , MPa	5	6
γ_c , kN/m ³	24	24

To represent the cyclic behaviour of the reinforcement steel the model of Menegotto-Pinto (1973), included in SeismoStruct, was selected. This is a uniaxial model with the isotropic hardening rules as proposed by Filippou *et al.* (1983). An additional memory rule proposed by Fragiadakis *et al.* (2008) is also introduced for higher numerical stability and accuracy under transient seismic loading (SeismoSoft, 2018). Table 3 shows the ten parameters used in this study to calibrate the Menegotto-Pinto model.

Table 3: Reinforcement model parameters

Parameter	Considered value
Modulus of elasticity E_s , MPa	200000
Yield strength f_y , MPa	420
Strain hardening parameter μ	0.01
Transition curve initial shape parameter R_o	20
Transition curve shape calibrating coefficient A1	18.5
Transition curve shape calibrating coefficient A2	0.15
Isotropic hardening calibrating coefficient A3	0.0
Fracture/buckling strain	0.1
Specific weight γ_s , kN/m ³	78

The material models for concrete and reinforcement steel were selected after a trial and error procedure in which the performance of four different material models was compared against the experimental results of Thomsen and Wallace (1995; 2004) for a RC rectangular wall specimen (specimen RW2). For this purpose, an analytical model of the specimen was developed in SeismoStruct (SeismoSoft, 2018) and was subjected to the same loading protocol implemented by the authors. The analytical results are shown in Figure 4, for the selected con_ctl and Menegotto-Pinto material models, and are compared against the experimental ones. It is noticeable the close match between the simulation and the experimental data which further validates the modelling approach implemented here. For more details about the analysis model, its definition and calibration, the reader is referred to the work of Rubina (2020).

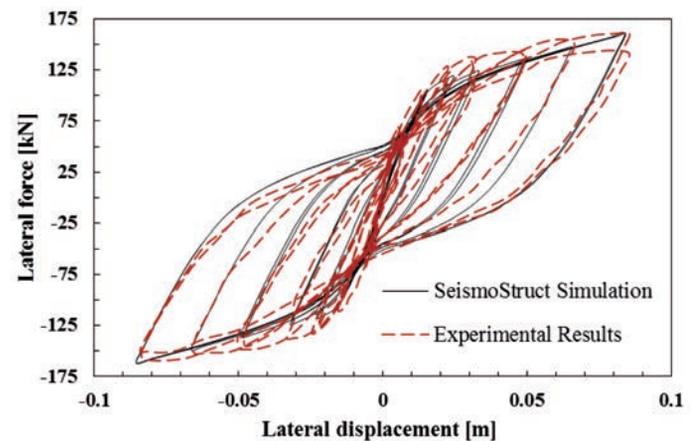


Figure 4: Analytical and experimental results, specimen RW2



Nonlinear response history analysis (NRHA) and results

To carry out the NRHA of the simplified buildings a set of six accelerograms was considered: three artificial (Figure 5a, 5c and 5e) and three natural records (Figure 5b, 5d and 5f).

Note that the duration of the natural accelerograms presented in the Figure 5 was reduced to an effective duration in order to obtain shorter analysis times. The concept of effective duration refers to the duration of the strong motion phase of an earthquake recording measured from an Arias Intensity (AI) versus time plot (or Husid plot). Bommer and Martinez-Pereira (1999) proposed to

define the beginning of the strong motion phase as the instant when AI is 0.01 m/s and pointed out that AI less than 0.135 m/s do not have an effective duration since they are not considered to be strong motions.

The artificial accelerograms were generated with SeismoArtif v2016 (Seismosoft, 2016) to be compatible with the elastic pseudo-acceleration spectra defined in DS61 (2011) for soil types B, C and D in seismic zone III. Response spectra of the artificial accelerograms are shown as dotted lines in Figure 6b and, as expected, they match the code spectra (solid lines) in a wide period range with comparatively small dispersion. Regarding the natural

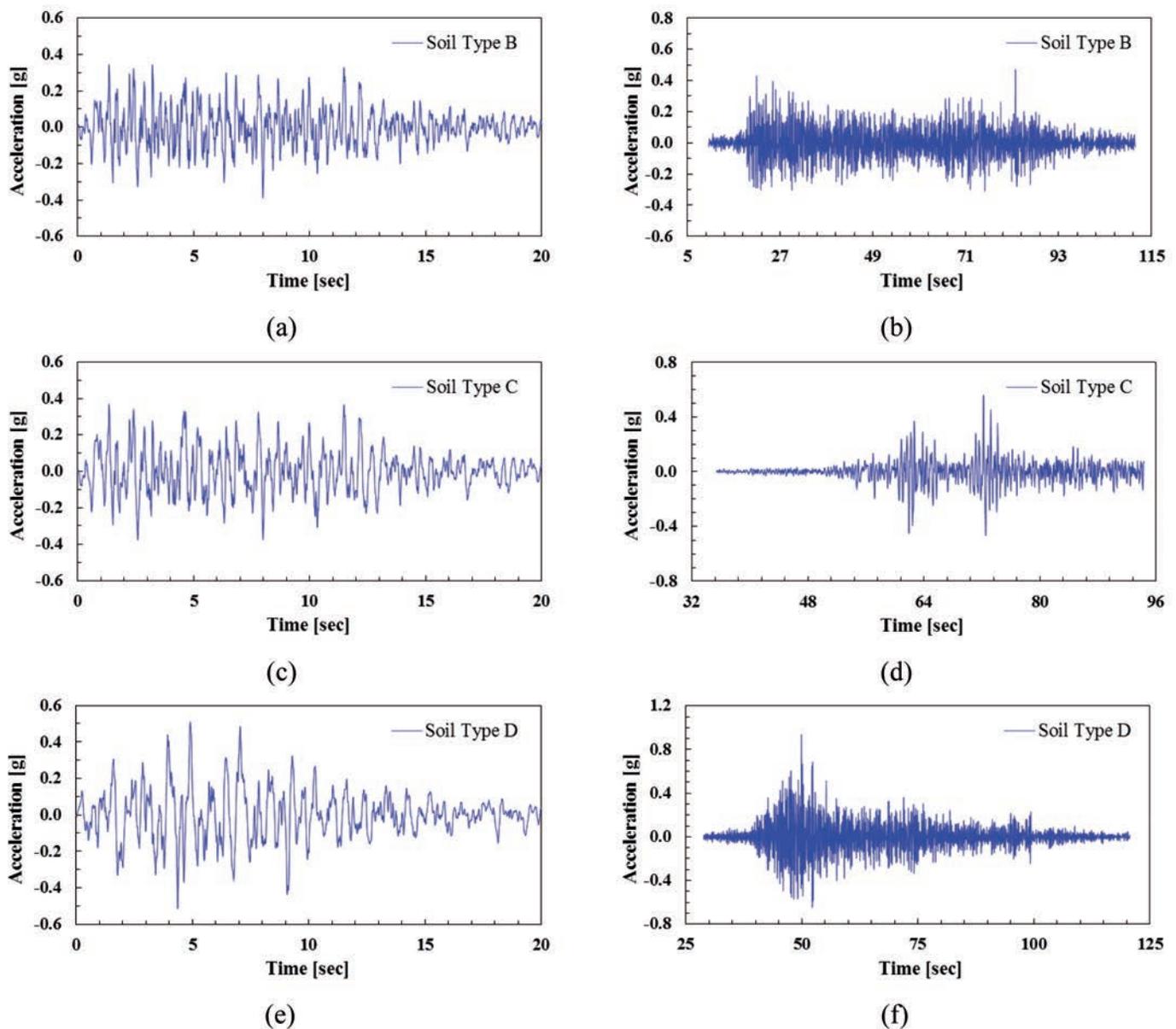


Figure 5: Artificial and natural accelerograms



accelerograms, three recorded ground motions in Chile from 2010 are considered in this study: Angol NS (soil type D and seismic zone III), Maipu NS (soil type D and seismic zone II) and Talca NS (soil type B and seismic zone III). Figure 6a shows the elastic pseudo-acceleration spectra for 5% damping, obtained from the natural recordings (dotted line), and their comparison with the elastic spectra from NCh433 (2009) (solid lines).

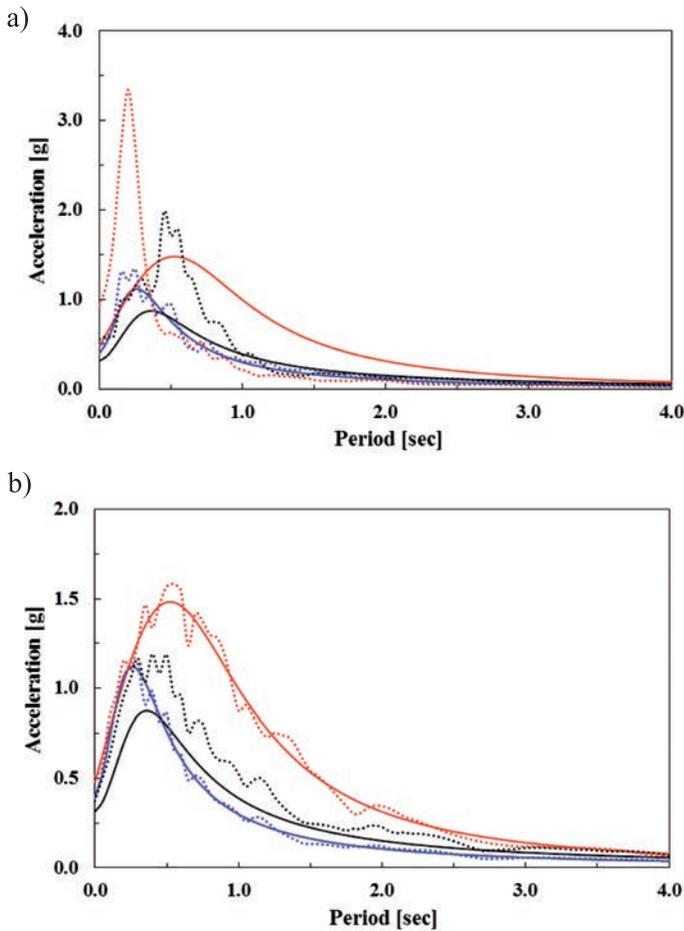


Figure 6: Pseudo-acceleration spectra: (a) natural accelerograms and (b) artificial accelerograms

Yield displacement

In this section, the results of the NRHA are presented and discussed in terms of the yield displacement of the case study buildings (see Figure 1). In order to estimate the yield displacement, the yield curvature at the base of the walls is considered according to equation (5) proposed by Priestley (1998). In this case the yield curvature is defined as the lowest between the curvature at the first yielding of tension reinforcement, or the curvature when the extreme

fibre reaches a compressive strain of 0.002, extrapolated to the nominal flexural strength (Priestley, 1998).

$$\phi_y = 2.0 \frac{\epsilon_y}{L_w} \pm 0.1 \frac{1}{L_w} \quad (5)$$

In the equation above, L_w is the wall length and ϵ_y is the yield strain of the longitudinal reinforcement. As shown in equation (5), the yield curvature (ϕ_y) is defined with a lower and upper limit due to the dispersion observed in experimental tests. In order to consider the variability observed in laboratory tests and achieve representative results, this work used three different values of ϕ_y for each wall prototype. In this manner it is possible to account for the uncertainty in the definition of the yield curvature, and in the estimation of the yield displacement of the wall prototypes.

Commonly, the yield displacement δ_y in slender walls is presented in terms of the yield curvature ϕ_y , the wall height h_w and a dimensionless yield constant k_y , as shown in equation (6). This constant is a function of lateral load pattern applied to the wall and, according to the literature, could take values between 0.15 and 0.33.

$$\delta_y = K_y \phi_y h_w^2 \quad (6)$$

Using the NRHA results and based on the equation (6), this paper proposes values for k_y that includes features of the earthquake ground motions considered. To accomplish this goal, the following procedure is applied:

For each wall section upper (ϕ_y^U), lower (ϕ_y^L) and average (ϕ_y^A) curvature values are estimated from equation (5).

From NRHA the curvature time history response at the base of walls is obtained, and the time instant at which the upper, lower and average yield curvatures occur is identified. Then, using the roof displacement time history and the time instants identified previously, three values for the yield displacement (δ_y^L , δ_y^A and δ_y^U) are found.

Finally, applying the equation (7), three values for the dimensionless yield constant K_y are estimated for each nonlinear response history analysis carried out.

$$K_y^L = \frac{\delta_y^L}{\phi_y^L h_w^2} \quad (7a)$$



$$K_y^A = \frac{\delta_y^A}{\phi_y^A h_w^2} \quad (7b)$$

$$K_y^U = \frac{\delta_y^U}{\phi_y^U h_w^2} \quad (7c)$$

In the following paragraphs, the results of the NRHA campaign carried out in this study are presented in terms of the dimensionless constant K_y and the stiffness index H/T (Lagos *et al.*, 2012, 2020), which is defined as the ratio between the total building height above the ground level and the first translational natural period in the direction of analysis. Figures 7a, 7b and 7c show the values of the dimensionless yield constants (K_y^L , K_y^A and K_y^U) obtained for soil types B, C and D, respectively, from the analyses with artificial accelerograms. It is observed that small variations in the estimation of the yield curvatures

can produce large changes (or dispersion) in the yield displacement values. For stiffness indices larger than 40 m/s, the plots show that the dimensionless yield constant increases as the H/T ratio also increases. From the scatter plot in Figure 7d, that summarizes the results for the three soil types, it is established that the dimensionless yield constants take values between 0.05 and 0.25 and that there is not any apparent correlation with the soil type.

Similarly, Figure 8 presents the results obtained from NRHA using natural accelerograms. In comparison with the artificial accelerograms, the same tendency is observed: lack of a clear correlation between the dimensionless yield constant and the soil type, mainly for soils type C and D (Figures 8b and 8c). However, in this case, K_y takes values between 0 and 0.25 showcasing a dispersion larger than that observed from the artificial accelerograms (see Figure 8d).

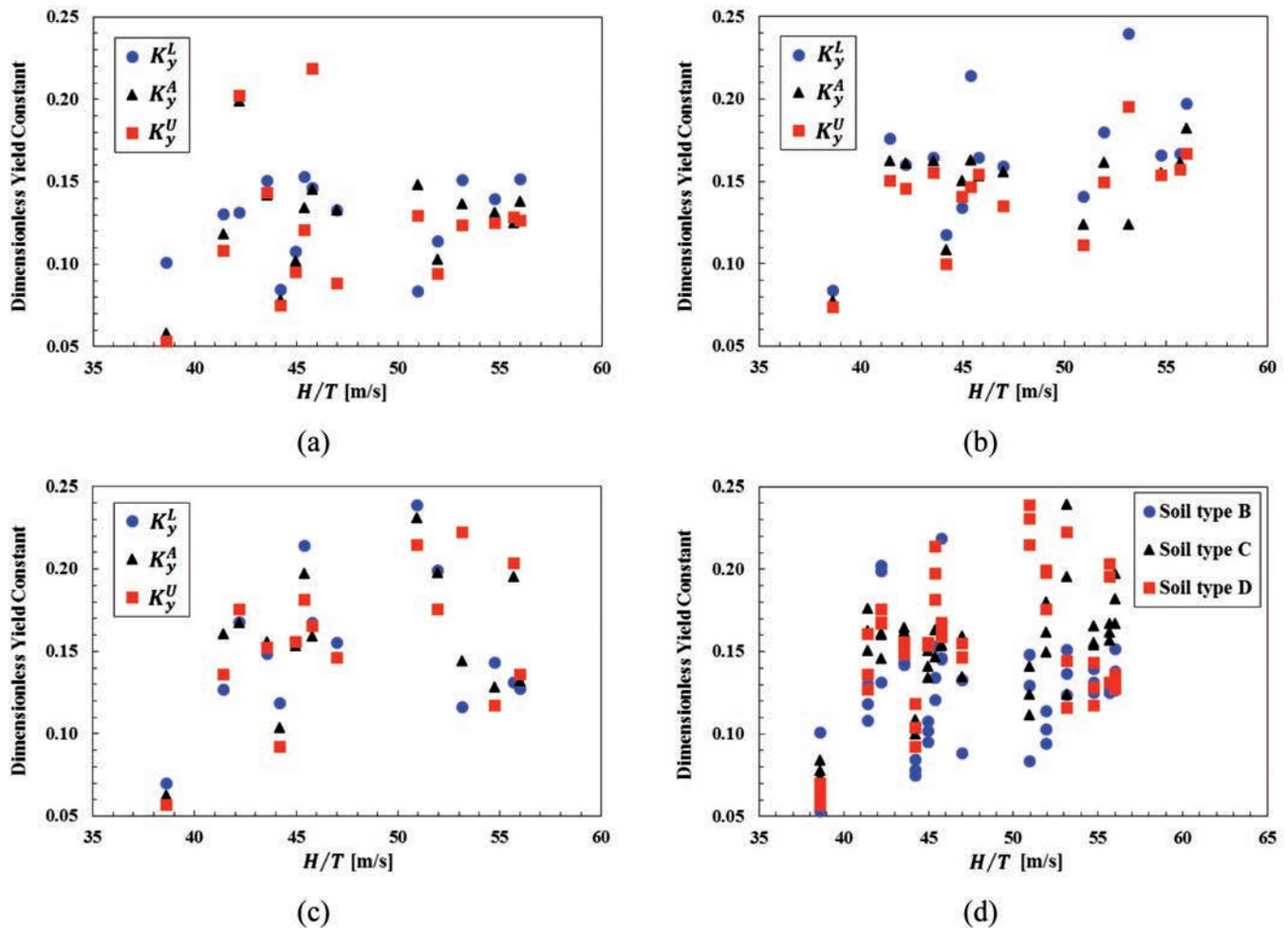


Figure 7: Dimensionless yield constants for artificial accelerograms: (a) soil type B, (b) soil type C, (c) soil type D and (d) summary results

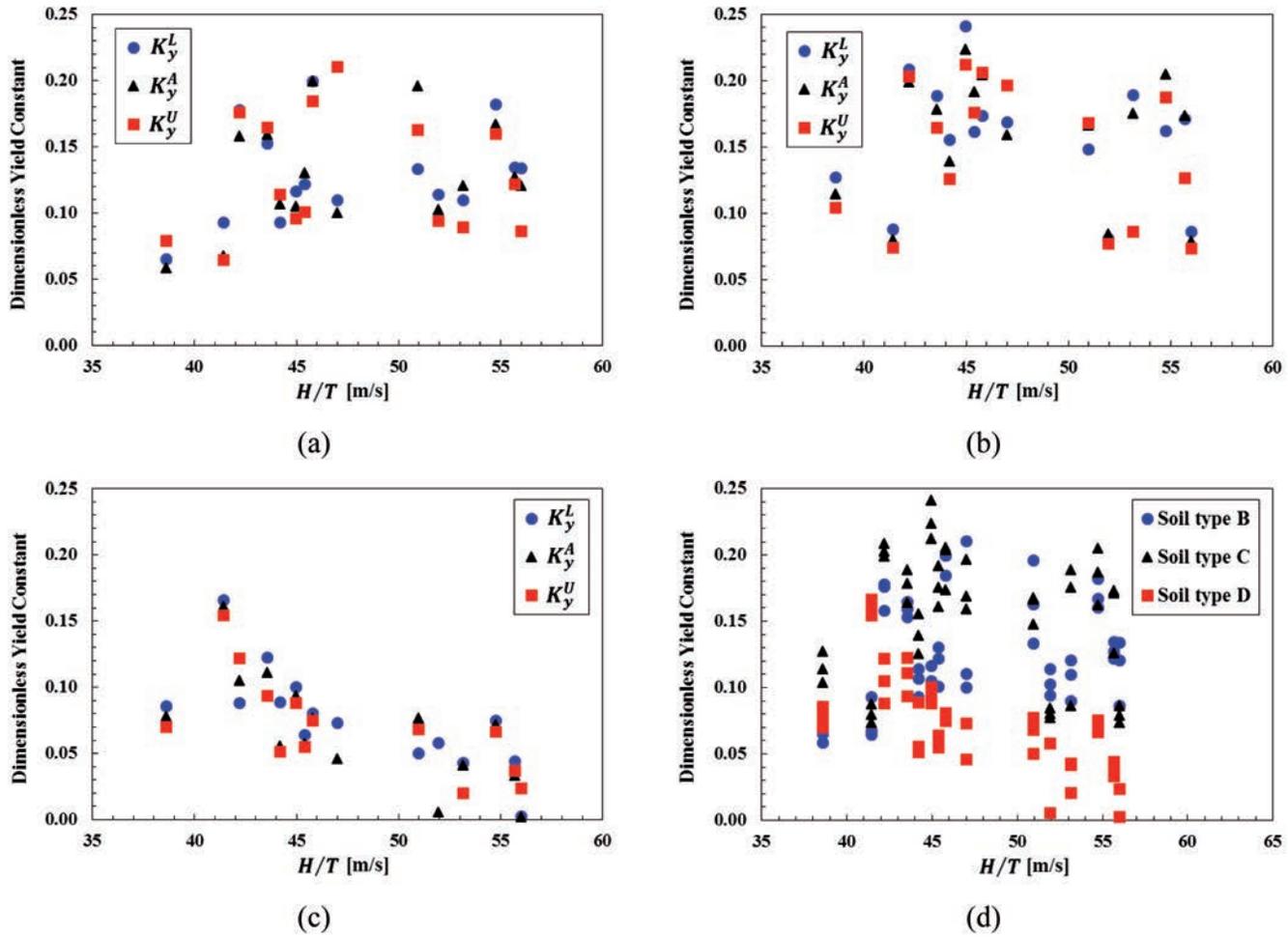


Figure 8: Dimensionless yield constants for natural accelerograms: (a) soil type B, (b) soil type C, (c) soil type D and (d) summary results

Even though an evident correlation between the dimensionless yield constant, the soil type and the building stiffness index is not shown in Figures 7d and 8d, an interesting result is observed: a good definition of the minimum values of K_y as a function of the building stiffness index. Based on this finding, a simple and practical expression to estimate the yield displacement is proposed, as shown below.

Influence of higher-mode effects

The pattern of lateral inertial forces in wall buildings changes during the dynamic response. At some instants of the response, displacement and accelerations may be strongly influenced by the second and third modes of vibration (Paulay and Priestley, 1992). If the wall is designed to have a single critical section (or plastic hinge)

for moment and axial force, moments at critical section are bounded by the provided moment strength. However, moment and shear elsewhere are not well limited due to the changes in the lateral inertial forces (Moehle, 2015).

Analytical and experimental results show that the base shear demand is a function of two factors. Firstly, the moment strength at the base of the wall and, secondly, the distribution of lateral inertial forces. If the pattern of the lateral forces is close or approximately proportional to the first mode shape, the centroid of lateral forces (h_v) is typically located around 0.7 (see Figure 9a). However, if the dynamic response is strongly influenced by higher modes, the resultant force is located much lower than in the previous case with an increment of the base shear, as shown in Figure 9b.

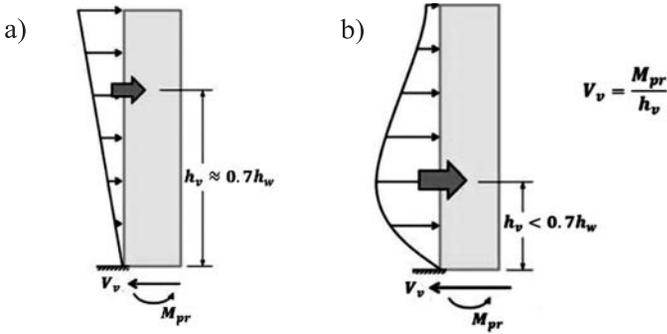


Figure 9: Relation between base shear and lateral inertial force profile, adapted from Moehle (2015)

According to previous ideas, the influence of higher-mode effects can be visualized studying the position of the centroid of lateral forces. If the value of h_v/h_w is less than 0.7, the dynamic response is influenced by higher-modes. In fact, the value of h_v/h_w decreases as the higher-mode effects increase.

Figure 10 shows the dimensionless yield constant K_y as a function of the centroid of lateral forces, it is noted that most of the values of h_v/h_w are less than 0.7. However, a tendency is observed: the influence of higher-mode effects increase as the values of K_y decrease, mainly for the results obtained with artificial accelerograms.

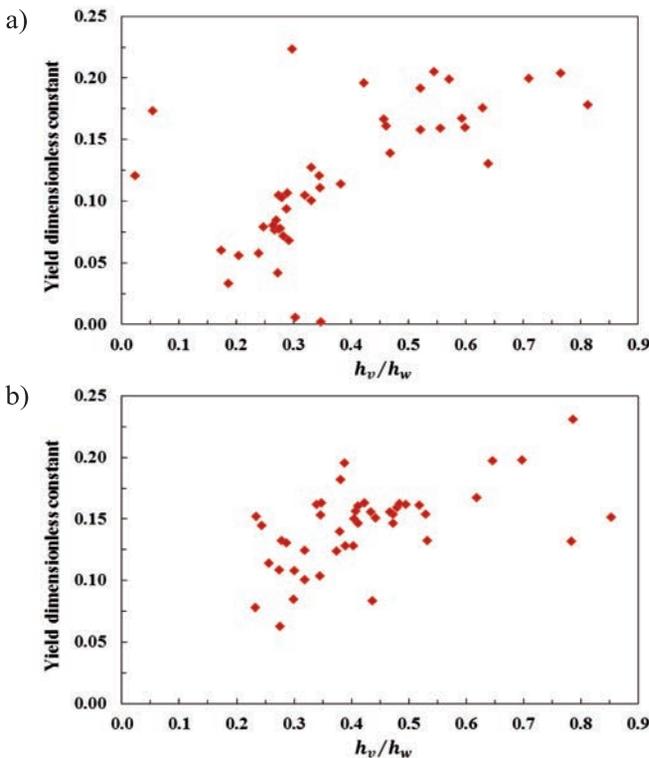


Figure 10: Centroid of lateral forces: (a) natural accelerograms and (b) artificial accelerograms

Proposed expression to estimate the yield displacement

As mentioned above, a clear relationship or correlation between the dimensionless yield constant and the soil types and building stiffness indices is not detected. Figure 11 summarizes all the results obtained from NRHA where, despite the scatter of the data, upper and lower limits of the K_y values are identified. These limits define a band of points which decreases as the building stiffness index increases. The main objective of this study is to provide a simple and conservative expression to estimate the yield displacement in slender cantilever reinforced concrete walls. Therefore, the expression proposed makes use of the lower limit of the data showed in Figure 11 (dashed black line).

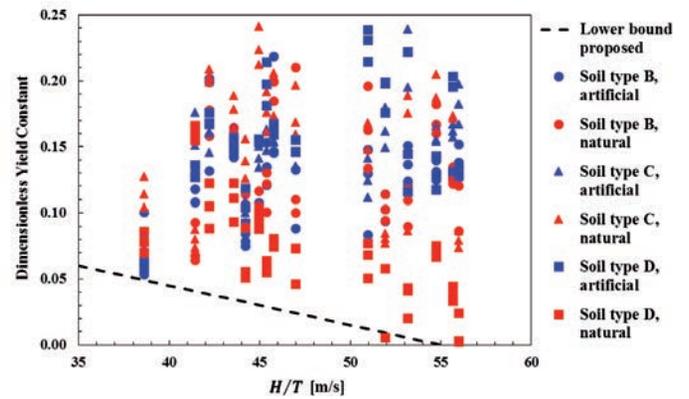


Figure 11: Dimensionless yield constants

The yield displacement of a cantilever wall building is estimated as per equation (6), which for convenience is rewritten here as equation (8). As stated above, using only the lower limit of the scatter plot in Figure 11, the dimensionless yield constant can be estimated as a function of the building index H/T as proposed in equation (9). Note that for building stiffness indexes larger than 55 m/s the yield displacement of slender cantilever walls is neglected.

$$\delta_y = K_y \phi_y h_w^2 \quad (8)$$

with

$$K_y = \begin{cases} 0.003 \frac{H}{T} - 0.165 & 35 \text{ m/s} \leq \frac{H}{T} \leq 55 \text{ m/s} \\ 0 & 55 \text{ m/s} < \frac{H}{T} \end{cases} \quad (9)$$



Regarding the applicability of the equation (9), it shall be limited to the range of case study buildings considered here, and to wall buildings with stiffness indexes between 35 m/s and 55 m/s. To increase this range, further analyzes are required.

Conclusions and future research

In this paper, a simple and useful expression to compute yield displacement of slender cantilever RC walls was presented. This expression is more conservative than previous approaches presented in the literature and only depends on the building stiffness index, which is a common and available parameter for structural designers. Several analytical improvements were introduced in this study; for instance, the wall flexural stiffness was defined as a function of the moment capacity, the use of distributed inelasticity fibre elements along the wall height, explicit seismic demands (accelerograms) and a good representation of the reinforced concrete wall buildings using their stiffness indices. Furthermore, the axial load ratios and natural periods of the prototypes analyzed are representative of real wall buildings.

With regard to the effects of higher-modes, it should be noted that their influence increases with the increase of the building period; nonetheless, further analyses are required to obtain reliable results.

During the development of this research, a certain number of approximations and assumptions were necessary. Some of these assumptions may introduce uncertainty to the findings presented. Future research is focused to give answers to the potential sources of uncertainty. Firstly, this study only considered the analysis of one configuration of buildings, represented as single cantilever rectangular wall with different features (thickness, aspect ratio and reinforcement amount). In order to extrapolate the results of this study, non-rectangular walls (*e.g.* C- and T-shaped wall) could be considered in future works. Finally, analysis models (or prototypes) with two or more walls acting in parallel should be used to account for their interaction and possible coupling within the building.

Acknowledgments

The authors gratefully acknowledge the suggestions and comments of Dr. Héctor Pérez and Professor Wendy Wiegand which contributed to improving this paper.

References

- Adebar, P., Ibrahim, A. and Bryson, M. (2007). Test of high-rise core wall: effective stiffness for seismic analysis. *ACI Structural Journal* 104(5), 549-559
- ASCE 7-10 (2010). Minimum design loads for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA
- Beyer, K., Simonini, S., Constantin, R. and Rutenberg, A. (2014). Seismic shear distribution among interconnected cantilever walls of different lengths. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 43(10), 1423-1441
- Bommer, J. and Martínez-Pereira, A. (1999). The effective duration of earthquake strong motion. *Journal of Earthquake Engineering* 3(2), 127-172
- DS61 (2011). Decreto Supremo N°61. Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga Decreto N° 117, de 2010. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Diario Oficial de la República de Chile, N° 40.133, 8-12
- DS60 (2011). Decreto Supremo 60. Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga Decreto N°118, de 2010. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Diario Oficial de la República de Chile, N° 40.133, 1-8
- Filippou, F.C., Popov, E.P. and Bertero, V.V. (1983). Effects of bond deterioration on hysteretic behaviour of reinforced concrete joints. Report EERC 83-19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA
- Fragiadakis, M., Pinho, R. and Antoniou, S. (2008). Modelling inelastic buckling of reinforcing bars under earthquake loading. In *Computational Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, M. Papadrakakis, D.C. Charmpis, N.D. Lagaros and Y. Tsompanakis (eds.), A.A. Balkema Publishers – Taylor & Francis, The Netherlands, 347-362
- Jiménez, F., Massone, L., Macaya, F. y Bass, E. (2019). Amplificación dinámica del corte en muros de H.A. con estructuración chilena. *XII Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA*, Valdivia, Chile, artículo 1539
- Lagos, R., Lafontaine, M., Bonelli, P., Boroschek, R., Guendelman, T., Massone, L., Saragoni, R., Rojas, F. and Yañez, F. (2020). The quest for resilience: The Chilean practice of seismic design for reinforced concrete buildings. *Earthquake Spectra* 37(1), 26–45



- Lagos, R., Kupfer, M., Lindenberg, J., Bonelli, P., Saragoni, R., Guendelman, T., Massone, L., Boroschek, R. and Yañez, F. (2012). Seismic performance of high-rise concrete buildings in Chile. *International Journal of High-Rise Buildings* **1**(3), 181–194
- Massone, L.M., Bonelli, P., Lagos, R., Lüders, C., Moehle, J. and Wallace, J.W. (2012). Seismic design and construction practices for RC structural wall buildings. *Earthquake Spectra* **28**(1), 245–256
- Menegotto, M. and Pinto, P.E. (1973). Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending. *Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads*, International Association for Bridge and Structural Engineering IABSE, Lisbon, Portugal, 15-20
- Moehle, J. (2015). *Seismic design of reinforced concrete buildings*. McGraw-Hill Education, New York, USA
- Morales, A. (2017). *Seismic shear and moment demands in RC wall buildings*. PhD thesis, Istituto Universitario di Superiori di Pavia (IUSS), Italy
- Morales, A., Ceresa, P. and Hube, M. (2019). Seismic shear and moment demands in reinforced concrete wall buildings. *7th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, COMPDYN 2019, M. Papadrakakis and M. Fragiadakis (eds.), Crete, Greece. ECCOMAS Proceedia, 4115-4127
- NCh433 (2009). Diseño sísmico de edificios. Norma Chilena Oficial NCh433 Of.96 modificada 2009. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile
- Paulay, T. and Priestley, M.J. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry structures*. John Wiley & Sons, New York, USA.
- Pennucci, D., Sullivan, T.J. and Calvi, G.M. (2013). Inelastic higher-mode response in reinforced concrete wall structures. *Earthquake Spectra* **31**(3), 1493–1514
- Priestley, M.J.N. (2003). *Myths and fallacies in earthquake engineering revisited*. ROSE School report, Pavia, Italy
- Priestley, M.J.N. (1998). Brief comments on elastic flexibility of reinforced concrete frames and significance to seismic design. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* **31**(4), 246-259
- Priestley, M.J.N. and Amaris, A. (2002). *Dynamic amplification of seismic moments and shear forces in cantilever walls*. Research report ROSE – 2002/01, IUSS press, Pavia, Italy
- Priestley, M.J.N., Calvi G.M. and Kowalsky, M.J. (2007). *Displacement-based seismic design of structures*. IUSS PRESS, Pavia, Italy
- Quintana Gallo, P. (2018). Simple estimation of the maximum elastic roof displacement of a slender cantilever RC wall accounting for dynamic effects. *Obras y Proyectos* **23**, 55-62
- Rubina, V. (2020). *Desplazamiento de fluencia de muros de hormigón armado y su relación con el tipo de demanda*. Trabajo de título, Universidad de Valparaíso, Chile
- Sedgh, R.E., Dhakal, R.P. and Carr, A.J. (2015). State of the art: Challenges in analytical modelling of multi-storey shear wall buildings. *New Zealand Society for Earthquake Engineering Annual Conference NZSEE*, Rotorua, New Zealand, paper O-15, 139-150
- Seismosoft (2016). SeismoArtif v2016. Available from <http://www.seismosoft.com>.
- Seismosoft (2018). SeismoStruct v2018 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures. Available from <http://www.seismosoft.com>.
- Thomsen, J.H. and Wallace, J.W. (1995). Displacement-based design of RC structural walls: Experimental studies of walls with rectangular and T-shaped cross sections. Report No.CU/CEE-95/96, Department of Civil and Environmental Engineering, Clarkson University, USA
- Thomsen, J.H. and Wallace, J.W. (2004). Displacement-based design of slender reinforced concrete structural walls – Experimental verification. *Journal of Structural Engineering* **130**(4), 618-630
- Wood, S.L., Wight, J.K. and Moehle, J.P. (1987). The 1985 Chile earthquake, observations on earthquake resistant construction in Viña del Mar. Civil Engineering Studies. Structural Research Series No. 532, University of Illinois, Urbana, USA



Losa curva de hormigón armado para Centro de Convenciones

Reinforced concrete curve slab for Conventions Center

Fecha de entrega: 16 de octubre 2020

Fecha de aceptación: 12 de abril 2021

Orlando Reyes¹, Isel del Carmen Díaz¹, Annabel Ramos² y Janet Otmara Martínez¹

¹ Departamento de Estructuras, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría CUJAE, Calle 114 no. 11901 entre Ciclovía y Rotonda, Municipio Marianao, CP 19390, La Habana, Cuba, oreyesv@civil.cujae.edu.cu, iselcarmen@civil.cujae.edu.cu, jcid@civil.cujae.edu.cu (ORCID: 0000-0003-1969-1553)

² Empresa de Proyectos de Arquitectura e Ingeniería de La Habana EPROB, Calle Goss 677 entre Amado y Aranguren, Municipio Diez de Octubre, La Habana, Cuba, aramos@eprob.cu

En la actualidad se desarrollan novedosos proyectos de obras que implican consideraciones adicionales en la modelación, el análisis y el diseño estructural. Un ejemplo de esta afirmación lo constituyen las losas estructurales con formas complejas, de amplio empleo en las propuestas arquitectónicas contemporáneas. Este trabajo tiene el objetivo de presentar la concepción estructural, la modelación, el análisis y el diseño de la losa de cubierta curva del Centro de Convenciones de un hotel ubicado en La Habana. Para la modelación se empleó el programa ETABS v17. El diseño incluye el cálculo del refuerzo para el Estado Límite Último y la verificación del Estado Límite de Servicio de deformación y fisuración según ACI-318 (2019) y NC-207 (2019). Se verifica, además, el cumplimiento de los requisitos de resistencia al fuego.

Palabras clave: losa curva, MEF, ETABS, losa de hormigón armado, fisuración, tiempo de resistencia al fuego

At present, new building projects are being developed that involve additional considerations in computational modelling, analysis and structural design. An example of this is the structural slabs with complex shapes, widely used in contemporary architectural proposal. This work has the objective of presenting the structural conception, computational modelling, analysis and structural design of the curve roof slab of the Convention Center of a hotel located in Havana. ETABS v17 software was used. The analysis includes the calculation of reinforcement based on the Strength Limit and the verification of Serviceability in terms of deflections and cracking by ACI-318 (2019) and NC-207 (2019). Compliance with fire resistance requirements is also verified.

Keywords: curve slab, FEM, ETABS, reinforced concrete slab, cracking, fire resistance time

Introducción

Las losas constituyen elementos estructurales cuya función principal radica en resolver el sistema horizontal de una edificación, siendo utilizadas fundamentalmente en las soluciones de entrepisos y cubiertas (Hernández y Hernández, 2010). Las mismas han sido definidas de forma clásica como elementos estructurales planos o superficiales limitados por dos planos paralelos en los que predominan dos dimensiones frente a la tercera, y sobre los cuales las cargas actúan, básicamente, perpendicularmente a su plano medio, incluyendo el peso propio. Este tipo de elemento estructural se encuentra sometido fundamentalmente a esfuerzos de flexión en una o dos direcciones (ACI-318,

2019; González y Robles, 2005; NC-207, 2019).

Las losas o placas pueden diferenciarse por su forma, por la disposición y tipo de los apoyos y por la condición de borde de estos. Lo anterior, unido a la variedad de tipos de cargas que sobre estas pueden actuar, hace que sean numerosos y en ocasiones complejos los problemas a resolver en el análisis de las mismas (Gherbi *et al.*, 2018).

Para el análisis de losas existen dos grupos de métodos, los métodos clásicos, que se basan en la teoría de la elasticidad que suponen que el material es homogéneo e isótropo y se comporta linealmente; y los métodos en rotura basados en la teoría de la plasticidad que suponen al material como



rígido-plástico perfecto. Con los métodos clásicos pueden obtenerse, con buena aproximación, los esfuerzos en la situación de servicio y con los métodos de rotura, la carga última de agotamiento (Jiménez *et al.*, 2000).

La modelación computacional basada en el Método de Elementos Finitos (MEF) es una eficaz herramienta para la simulación y representación de fenómenos diversos en ingeniería, entre los que se encuentran el análisis del comportamiento de losas. Se han desarrollado modelos para el estudio del efecto del refuerzo por punzonamiento, la determinación del patrón de fallo así como el comportamiento por deformación bajo diferentes condiciones de borde y carga con resultados satisfactorios (Genikomsou y Polak, 2017; Gherbi *et al.*, 2018; Rasoul y Taher, 2019).

En el litoral oeste de la ciudad de La Habana, se pretende realizar la construcción de un Hotel de Negocios y Ocio. El hotel se compone de cuatro partes funcionales principales: el centro del vestíbulo de entrada común (Lobby), el Hotel de Negocios, el Hotel de Ocio y el Centro de Convenciones. El Centro de Convenciones se caracteriza por poseer una losa de cubierta curva de grandes dimensiones (Figura 1).

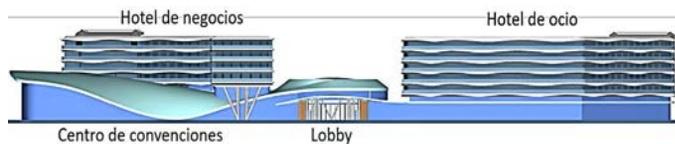


Figura 1: Elevación frontal del hotel donde se aprecian las cuatro zonas funcionales principales y la forma de la losa del Centro de Convenciones.

La forma de la losa y las cargas asociadas a la misma entre las que se encuentra la carga de viento dada la ubicación de la edificación, obligan a la necesidad de realizar el análisis mediante el empleo de la modelación computacional con el Método de los Elementos Finitos MEF.

En el presente trabajo se describe el modelo de la losa realizado con el empleo del programa ETABS v17 (CSI, 2017), el análisis del comportamiento de la misma y el diseño estructural que considera los Estados Límites de Servicio y Últimos así como la verificación de requisitos de resistencia al fuego. Se brindan, además recomendaciones para su ejecución.

Premisas del proyecto

El proyecto del hotel en su diseño y ejecución, deberá corresponder a las circunstancias del entorno tales como:

- La preponderancia del mar a partir de la consideración del potencial que brinda su uso para actividades náuticas y de playa, así como la alta incidencia de este en la imagen del conjunto.
- Su localización en la entrada de un canal de la marina, hace que se trate de un conjunto de alta significación, en su funcionalidad e imagen expresiva.
- El carácter rector de la declaración de Zona de Protección a la zona de valor histórico-cultural donde se ubica, el factor de riesgo medioambiental y la vulnerabilidad de la zona, al estar ubicada en zona primaria de riesgo por penetración del mar, además de las afectaciones previstas por el cambio climático.

El hotel estará ubicado en la costa a menos de 50 m del mar. El terreno es llano con una cota promedio en la parcela de +1.5 m sobre el nivel del mar y como cota de inundación +2.80 m. Basado en esa información se decide fijar como ± 0.00 la cota de +5.40 m equivalente a 2.60 m por encima del nivel de inundación máximo de +2.80 m.

Centro de convenciones

El Centro de Convenciones abarca un área total de 3837.70 m² aproximadamente. El largo máximo es de 79.22 m desde el borde exterior hasta la junta de expansión ubicada antes del Hotel de Negocios mientras que el ancho mayor es de 68.15 m (Figuras 2a,b). La losa de cubierta, de hormigón armado, tiene 200 mm de espesor y un área aproximada de 4008,20 m². Esta se caracteriza por tener una forma geométrica curva, sin simetría longitudinal ni transversal (Figuras 2c,d,e).

El Centro estará compuesto por múltiples locales entre los cuales se encuentran almacenes, centros de negocios, cocina, salones independientes para conferencias, un auditorio con capacidad para 400 asientos y una sala multifunción con capacidad para 800 asientos. La solución estructural concebida fue a partir de pórticos de hormigón armado dispuestos en dos direcciones.

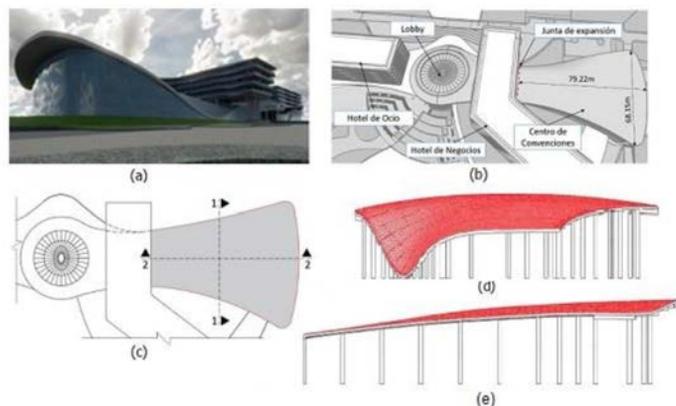


Figura 2: Geometría de la losa del Centro de Convenciones. a) Isométrico, b) ubicación de la junta de expansión, c) vista en planta, d) corte 1-1 y e) corte 2-2

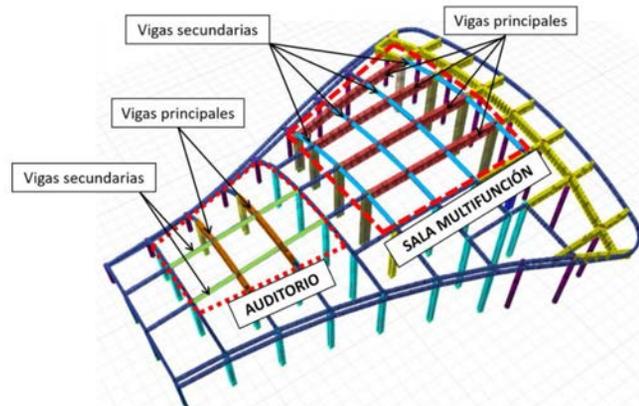


Figura 3: Distribución de vigas y columnas del Centro de Convenciones

Modelación computacional

El proceso de modelación fue desarrollado con el empleo del programa ETABS v17 (CSI, 2017). La geometría de la losa fue representada en el programa SketchUp y exportada para el posterior trabajo en ETABS.

Geometría

La estructura presenta un total de 53 columnas de hormigón armado, distribuidas en: 18 con sección circular de 800 mm de diámetro, 20 de sección cuadrada de 800 mm de lado y 15 de sección rectangular con dimensiones variables. Las longitudes de estas columnas oscilan entre los 4.58 m y 15.94 m. En el caso de las vigas, hay un total de 141 vigas curvas, dispuestas en vigas principales y secundarias. Se destacan las del salón multifunción y del auditorio.

La sección de las vigas principales es de 0.70 m x 2.00 m para una luz de 28.17 m y 0.60 m x 1.60 m para una luz de 18.79 m, en el salón multifunción y el auditorio respectivamente. Las vigas secundarias son de 0.35 m x 0.70 m para una luz de aproximadamente 8.40 m, en todos los locales (Figura 3).

Materiales

La agresividad del medio influye directamente en la durabilidad de la estructura. En este aspecto tiene un gran impacto la relación agua/material cementante (a/mc) y la composición de los materiales cementantes utilizados en el hormigón. Debido a la dificultad que supone verificar, una vez construido el elemento estructural, la relación a/mc del hormigón, el valor tomado de la resistencia característica

a compresión a los 28 días (f'_c) debe ser congruente con la máxima relación a/mc requerida por los efectos de durabilidad. La selección de una resistencia a compresión adecuada f'_c , permite que se puedan utilizar los resultados de ensayos de resistencia como un substitutivo de a/mc , y así ayudar a evitar que se exceda en obra la máxima a/mc . Los requisitos para un f'_c mínimo se utilizan para garantizar que se produzca una pasta de cemento de alta calidad (ACI-318, 2019).

La edificación se ubica en una zona costera a menos de 50 m del mar por lo que la agresividad del ambiente clasifica como muy alta (NC-250, 2005; NC-207, 2019). ACI-318 (2019) clasifica este tipo de exposición ambiental dentro de la Categoría de Exposición C, referida a hormigón expuesto a condiciones que requieren protección adicional del refuerzo contra la corrosión, y dentro de esta categoría clasifica como clase C2, que es la referente a hormigón expuesto a la humedad y a una fuente externa de cloruros provenientes de agua de mar o salpicaduras del mismo origen. En el caso de la resistencia característica a compresión del hormigón a los 28 días f'_c , NC-250 (2005) y NC-207 (2019) establecen para la categoría de exposición antes mencionada una resistencia a compresión mínima de 30 MPa y la máxima relación agua/cemento de 0.40. Se estableció, por tanto, $f'_c = 30$ MPa, siendo el módulo de deformación (E'_c) de 25740 MPa utilizados en la modelación, el análisis y el diseño estructural.

Existen numerosas expresiones matemáticas para modelar el comportamiento del hormigón a compresión uniaxial (e.g. Salguero *et al.*, 2013). Como hipótesis básica de



los diseños a flexión se establece que la relación entre la distribución de esfuerzos del hormigón en compresión y su deformación, se puede suponer que es rectangular, trapezoidal, parabólica (Figura 4a) o de cualquier otra forma que resulte de la predicción de la resistencia y que coincida con resultados de extensos ensayos (NC-207, 2019). Se empleó un diagrama rectangular equivalente con bloque de compresión de ancho constante $\alpha f'_c$ y profundidad $\beta_1 c$, siendo $\alpha = 0.85$ y β_1 función de la resistencia a compresión del hormigón, ambos independientes de la ley constitutiva que se adopte (ACI-318, 2019; NC-207, 2019). La distancia c medida desde la fibra de deformación unitaria máxima hasta el eje neutro, se evalúa en dirección perpendicular a dicho eje.

El acero utilizado como refuerzo del hormigón es de calidad G-60, con una tensión de fluencia f_y de 420 MPa y módulo de deformación E_s de $2 \cdot 10^5$ MPa (ACI-318, 2019; Hernández y Hernández, 2010; McCormac y Brown, 2011; NC-207, 2019). En el caso del diagrama tensión-deformación unitaria del acero, se adopta el diagrama bilineal con escalón de fluencia como se muestra en la Figura 4b (NC-207, 2019).

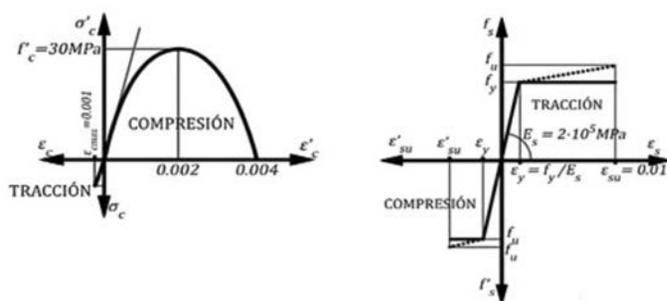


Figura 4: Leyes constitutivas de los materiales: a) hormigón y b) acero (Hernández y Hernández, 2010)

La agresividad del medio impone también un valor de recubrimiento neto para los elementos estructurales, considerando para la losa 40 mm y para las vigas 50 mm (NC-207, 2019; NC-250, 2005).

Condiciones de borde

Los pórticos de soporte de la losa fueron considerados continuos en la unión viga – columna y las columnas empotradas en la base. En la modelación de la losa, la unión entre los paños en los que fue dividida se consideró continua.

Cargas

Fueron consideradas las cargas permanentes, de uso y ambiental de viento. En las cargas permanentes además del peso propio de los elementos se consideró una sobrecarga equivalente a 3.21 kN/m^2 que incluye el peso del mortero de nivelación, sistema de impermeabilización, falso techo, carga de instalaciones y terminación de cristalería sobre la cubierta (NC-283 2003). Como carga de utilización fue considerada 0.8 kN/m^2 NC-284 (2003). Para la determinación de la carga ambiental de viento fue adoptado el procedimiento establecido en la NC-285 (2003). Esta normativa establece la consideración de un análisis estático cuando el período de oscilación de la estructura T es menor que un segundo ($T < 1 \text{ s}$). En el Centro de Convenciones se realizó un análisis estático debido a que el periodo fundamental de oscilación obtenido es de 0.91 s , considerando como masa el efecto correspondiente a $D + 0.5L$, siendo D la carga permanente y L la carga de utilización. La determinación de la componente estática se realizó a partir de la expresión (1):

$$q_{extremo} = q_{10} C_t C_s C_r C_h C_{ra} C_f \quad (1)$$

donde $q_{extremo}$ es la carga de viento extremo en kN/m^2 , es la presión básica del viento y C_t , C_s , C_r , C_h , C_{ra} , C_f son los coeficientes de recurrencia, de sitio, de ráfaga, de altura, de reducción de la acción del viento y de forma respectivamente. Se consideró un tiempo de recurrencia de 50 años para lo cual el coeficiente de recurrencia C_t adopta el valor de 1.00. Para el caso del coeficiente de sitio C_s , se clasifica el sitio como expuesto debido a que la edificación se ubica en una zona costera, de ahí que este coeficiente es igual a 1.10. Por otra parte, para el tipo de terreno abierto por estar en la línea de costa y una altura máxima de la edificación de 15.94 m, el coeficiente de ráfaga C_r es 1.16, mientras que el coeficiente de altura C_h es 1.15. El coeficiente de reducción de la acción del viento C_{ra} depende de la altura máxima y de la dimensión máxima de la superficie expuesta al viento, siendo esta última igual a 15.94 m correspondiente al panel de mayor dimensión del muro cortina, por lo que este coeficiente es 0.80. Producto de la complejidad geométrica de la losa fueron considerados los coeficientes de forma definidos en NC-285 (2003), empleado para cubiertas tipo bóveda y similares por la forma, al considerarse semejante al caso



de estudio. Atendiendo a que la curvatura de la losa varía en la dirección Z, se dividió la losa en zonas con curvatura semejante para la consideración de los coeficientes de forma (Figura 5).

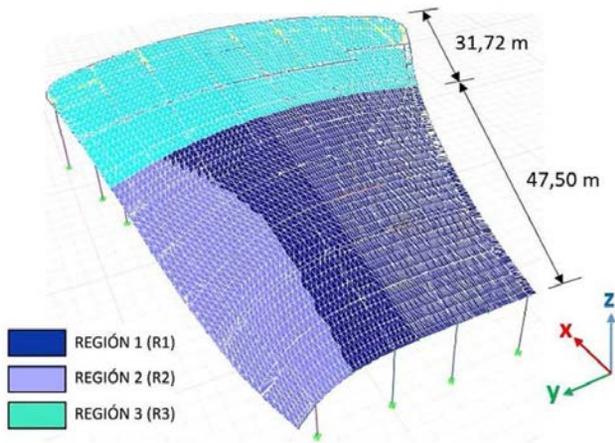


Figura 5: Regiones en las que fue dividida la losa para la consideración de los coeficientes de forma.

La carga de viento obtenida con la aplicación de (1) para cada una de las regiones consideradas, se presenta en la Figura 6.

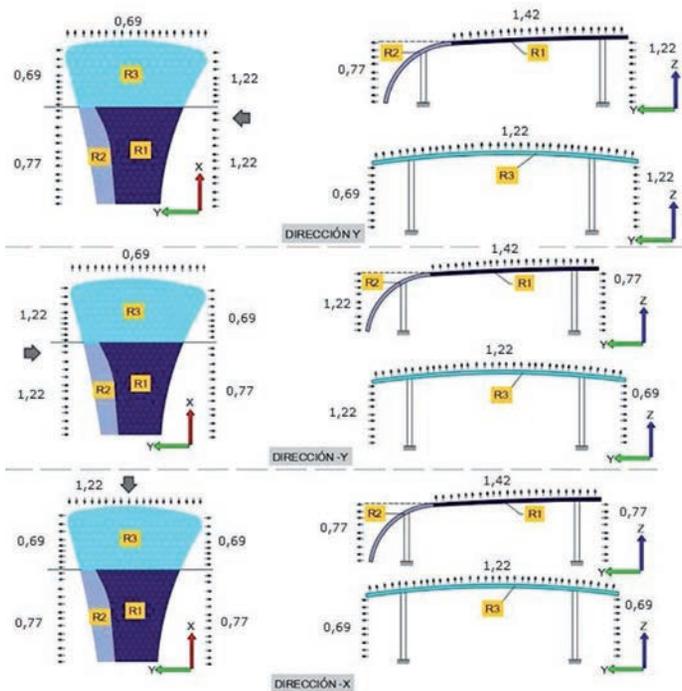


Figura 6: Carga de viento aplicada en kN/m^2 . A1: dirección Y planta, A2: dirección Y elevación, B1: dirección -Y planta, B2: dirección -Y elevación, C1: dirección -X planta, C2: dirección -X elevación.

Discretización del modelo analítico

En el software ETABS se establece que el mallado de las losas inclinadas no será realizado automáticamente por el programa, sino que este quedará definido según el tamaño de losa modelado (CSI, 2017). En el proceso de modelación, la losa fue discretizada en múltiples elementos analíticos tipo shell de tres nodos, considerando como formulación de espesor el de placa delgada (thin shell) (CSI, 2017). El elemento de tres nodos permite modelar con más precisión la geometría curva de la losa y su unión con las vigas curvas (Figura 7). Además, se detectó errores al modelar elementos tipo shell de más de cuatro nodos.

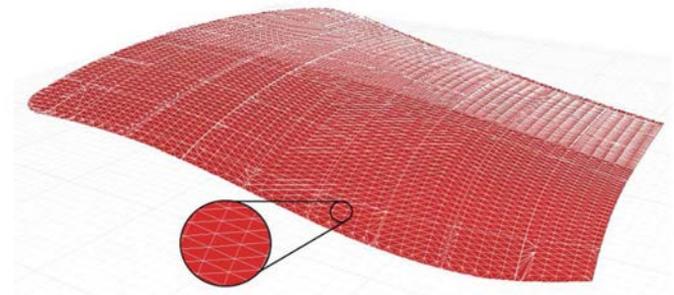


Figura 7: Discretización de la losa del modelo analítico

El elemento shell combina el análisis de dos tipos de comportamientos: comportamiento tipo membrana y placa-flexión (plate bending). El primero utiliza una formulación isoparamétrica que incluye una componente de rigidez traslacional en el plano y otra componente de rigidez rotacional, normal al plano del elemento. El segundo incluye en dos direcciones, fuera del plano, la componente rotacional de rigidez de la placa y la componente traslacional de rigidez en la dirección normal al plano del elemento (CSI, 2017).

El tamaño de los elementos triangulares es variable, dependiendo de la zona de losa modelada y de su interacción con las vigas. De forma general el promedio de tamaño de los triángulos es de $0.62 \text{ m} \times 1.52 \text{ m}$ (base \times altura), para un área promedio de 0.47 m^2 . Considerando las dimensiones generales de la losa, se modeló un total de 12295 elementos para una densidad de 3.07 elementos por m^2 . La Figura 8 muestra el modelo final de la losa y el sistema de soporte vertical que la sustenta.

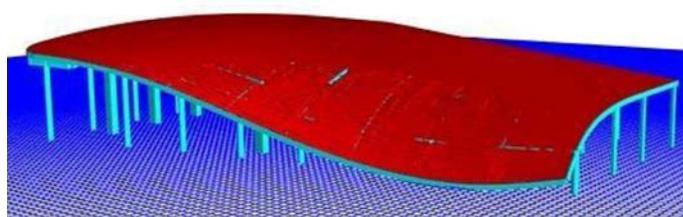


Figura 8: Modelo final de la losa y el sistema de soporte vertical que la sustenta.

Formulación de espesor del elemento shell

En el programa ETABS están disponibles dos tipos de formulación de espesor: placa gruesa (thick plate) y placa delgada (thin plate). La placa gruesa tiene en cuenta la formulación de Mindlin/Reissner, la cual incluye el efecto de la deformación por cortante transversal, mientras que la placa delgada (formulación de Kirchhoff) no lo tiene en cuenta. Las deformaciones por cortante tienden a ser significativas cuando el espesor de la losa es mayor que 1/10 a 1/5 de la luz de trabajo (CSI, 2017). También puede ser importante analizar la deformación por cortante en zonas donde haya cambios bruscos de espesor en la losa y cerca de huecos. Teniendo en cuenta las sugerencias para el uso de las formulaciones de espesor anteriores, en el caso particular de este trabajo, la formulación más adecuada es la de placa fina. Se considera esta formulación puesto que, de forma general, el espesor de la losa (200 mm) es inferior a la décima parte de la luz de trabajo. Además, no existen huecos en la losa ni cambios en el peralte. A pesar de que la formulación thick-plate tiende a ser más precisa, también tiende a ser más rígida que la de placas delgadas. Tampoco es recomendable utilizar esta formulación si no se trata de un mallado uniforme (CSI, 2017). En el caso del mallado de la losa que se analiza en este trabajo, este presenta distorsiones en algunas zonas producto de la forma compleja de la losa, por lo cual no se considera uniforme en toda su extensión.

No obstante, con la finalidad de comparar resultados de deformación absoluta de la estructura, se hizo un análisis considerando placas gruesas y delgadas. Se pudo establecer que la diferencia entre las deformaciones absolutas obtenidas por ambas formulaciones es ínfima ($< 1\%$), lo cual ratifica que la influencia de la deformación por cortante transversal en la deformación total de la estructura

es pequeña por lo que puede despreciarse. Por ello, los mapas de isovalores de deformación obtenidos por ambas formulaciones son prácticamente idénticos. Más adelante, en la sección Deformación del epígrafe de Estado Límite de Servicio, se muestran los isovalores correspondientes a la formulación de placa delgada.

Densidad de mallado

Se analizó una densidad de mallado a partir del software SketchUp. La losa que se analiza en este trabajo no clasifica como losa tipo cáscara o lámina delgada de hormigón. Esto es porque, como se aprecia en el epígrafe Estado Límite Último, la losa está sometida a valores de momento elevados, lo cual no es la principal forma de trabajo de las cáscaras. Por otra parte, la losa presenta un entramado de vigas principales y secundarias cuyo peralte es considerable a diferencia de las láminas delgadas donde los elementos auxiliares son vigas de borde de poco peralte. El espesor de la losa (200 mm) es muy superior a los espesores comunes en láminas delgadas (ACI-334, 2002). Como la losa de cubierta no es una cáscara delgada, el procedimiento de modelación se modifica con respecto al de este tipo de elementos y se dificulta mucho más.

El procedimiento para la obtención del mallado y el por qué solamente se emplea una densidad de malla se describe a continuación:

La curvatura de las vigas varía considerablemente y define en gran medida el comportamiento estructural de las mismas por lo que es indispensable que la modelación de su forma geométrica, cuya curvatura está en correspondencia con la de la losa, sea lo más exacta posible. Por esta razón, las vigas rigen la discretización de los elementos finitos que componen la losa de cubierta.

1. Para lograr esto se parte del modelo arquitectónico en SketchUp, el cual provee la forma exacta de la losa de cubierta deseada por los arquitectos, sin embargo, no posee las vigas; estas son añadidas minuciosamente en el propio SketchUp, a partir de utilizar una plantilla de AutoCAD como guía, que provee las proyecciones de las vigas en planta. Las vigas se dibujan a través de la losa, a la cual previamente se le ha descubierto el mallado en SketchUp, en este programa el mallado de los elementos por defecto es siempre triangular. La representación de las vigas se realiza mediante



segmentos cuya longitud está definida por los elementos de tres nodos de la losa.

- Una vez modeladas las vigas se exporta el modelo a AutoCAD para crear una plantilla tridimensional que se utilizará como base para el modelado en ETABS.
- Con la plantilla tridimensional en ETABS se procede a modelar cada elemento de tres nodos que conforman la losa de forma individual, uno a uno, haciendo un total de 12295 elementos.

En ETABS el mallado de losas curvas está definido por las dimensiones de los elementos individuales modelados (CSI, 2017), o sea, no se debe asignar un mallado automático puesto que genera errores en el cálculo. Por lo que si se deseara hacer un mallado con elementos de cuatro nodos sería necesario modelar toda la estructura desde cero, determinando primero la coordenadas (x, y, z) de cada punto de la malla, que debe ser compatible con las coordenadas de cada punto de las vigas curvas, y por tanto, no se podría emplear el modelo de SketchUp ya que este solo proporciona un mallado de tres nodos. Por otra parte, si se desea realizar un análisis de mallado óptimo para tres o cuatro nodos es necesario modelar nuevamente la estructura desde el inicio, repitiendo todos los pasos anteriores, y no es posible simplemente asignar un mallado más denso, de forma automática, como usualmente se hace en este tipo de análisis. Por todo esto, se utilizan elementos de tres nodos, ya que aproximan mejor la forma geométrica de la losa y son obtenidos directamente del modelo arquitectónico.

Resultados

El diseño estructural de la losa de cubierta se realizó a partir de lo establecido en NC-207 (2019). Se verificó el cumplimiento de los Estados Límites Último y de Servicio. En el caso del Estado Límite de Servicio, se comprobó el cumplimiento de la deformación permisible de la losa y todas las vigas y se verificó el cumplimiento del ancho de fisura máximo permisible atendiendo a la agresividad ambiental (NC-207, 2019).

Estado Límite Último

Se verificó que la combinación pésima de cargas fue $1.2D + 1.6L_c$, siendo D la carga muerta y L_c la carga viva

de cubierta. Con el fin de realizar un diseño eficiente se dividió la losa por momentos actuantes de similar valor a partir de las solicitaciones obtenidas del programa ETABS (Figura 9).

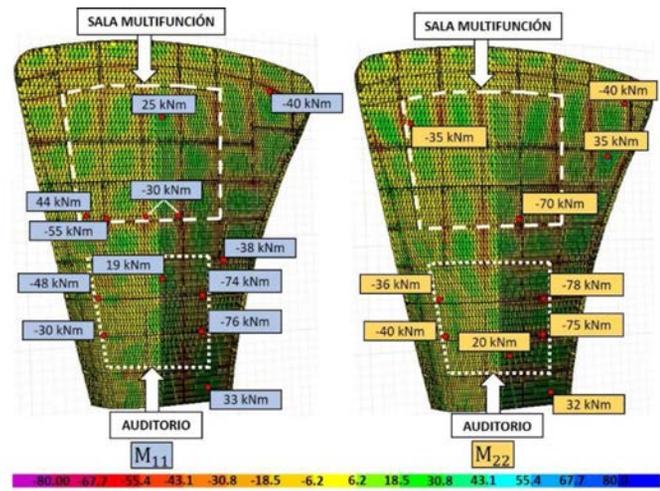


Figura 9: Mapas de isovalores de los máximos momentos flectores reportados. Combinación de cargas $1.2D + 1.6L_c$

El cálculo de refuerzo se realizó siguiendo la metodología de diseño establecida en ACI-318 (2019) y NC-207 (2019) garantizando que el momento último actuante M_u sea menor o igual que el momento nominal de la sección afectado por un coeficiente reductor de la capacidad nominal ϕ , ($M_u \leq \phi M_n$). Las expresiones (2), (3) y (4) fueron utilizadas para una sección rectangular de hormigón (ACI-318, 2019; NC-207, 2019).

$$M_u = \phi \left[0.85 f'_c ab \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] \quad (2)$$

$$A_s = \frac{0.85 f'_c ab}{f_y} \quad (3)$$

$$a = \beta_1 c \quad (4)$$

donde A_s es el área de acero en tracción, f_y es la tensión de fluencia del acero ordinario, f'_c es la resistencia característica a compresión del hormigón a los 28 días, d es la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero en tracción, b es el ancho de la sección de hormigón, a es la altura del bloque rectangular equivalente de esfuerzos, β es el factor que depende de la resistencia a compresión del hormigón y c es la profundidad de la línea neutra. La Tabla 1 resume los resultados del cálculo del refuerzo de la losa.



Tabla 1: Refuerzo por resistencia

Momento último de diseño M_u , kNm	Refuerzo por resistencia				
	Diámetro, mm	Área de acero, cm^2	Espaciamiento, mm	Área de acero mínima cm^2	Espaciamiento máximo, mm
±30	16	7.65	260	2.45	400
32	16	8.29	240		
±38	16	9.95	200		
-40	16	10.47	190		
44	16	11.70	170		
-48	16	13.27	150		
-77	16	22.11	90		

Estado Límite de Servicio Fisuración

En este proyecto resultó imprescindible el chequeo del cumplimiento de la abertura de fisura permisible debido a la agresividad del medio, la cual contribuye al incremento acelerado de la corrosión de las barras de refuerzo de la losa. El ancho de fisura a_f se determinó a partir del enfoque de Frosch. Reconocido por el Comité ACI 224R (2001), este modelo de predicción de las fisuras es adoptado como referencia para las normativas del ACI a partir de 1999. La abertura de fisura se determinó por la expresión (5).

$$a_f = 2 \frac{f_s}{E_s} \beta \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2} \quad (5)$$

donde f_s es la tensión de trabajo del acero en MPa, E_s el módulo de deformación del acero en MPa, d_c es la distancia del borde de la fibra más traccionada al centroide de la barra más cercana a ella en mm, s es la separación entre los centros de las barras de la armadura principal por flexión más cercana a la cara más traccionada en mm y β es denominado factor de profundidad, el cual puede ser calculado aproximadamente por la expresión (6) (Hernández y Hernández, 2010).

$$\beta = 1 + 0.0031d_c \quad (6)$$

Al analizar la fisuración en la losa con el refuerzo calculado por flexión se determinó que no se cumplía con la abertura de fisura permisible, razón por la que fue necesario rediseñar el refuerzo en función del Estado Límite de Fisuración. En la Tabla 2 se presentan los resultados del cálculo de

la abertura de fisura según ACI 224R (2001), donde a_k y a_r corresponden a las aberturas de fisura permisible y calculada respectivamente. Es importante resaltar que, debido a la agresividad del ambiente, se consideró que la losa tendrá una membrana protectora, por lo que según ACI 224R (2001), el ancho de fisura permisible será de 0.41 mm. La membrana protectora no modifica las características de fisuración de la losa. Es un requisito para poder adoptar una abertura de fisura permisible de 0.41 mm y es una recomendación para el proyecto. ACI-224R (2001) no especifica las características de la membrana protectora, sino que se presenta una guía para anchos de fisura máximos para diferentes condiciones de exposición, entre las que se encuentra membrana protectora. En este punto del proyecto no se cuenta todavía con un proveedor de membrana protectora por lo que no se mencionan características específicas de estas. No obstante, existen numerosas compañías dedicadas a la distribución de productos de esta categoría. Por ejemplo, una amplia gama de productos especiales para la impemeabilización y protección de cubiertas, como imprimaciones bituminosas, membranas líquidas, etc. Una de estas categorías de productos son los recubrimientos de alta reflectancia, entre las características principales está la reducción de la temperatura de la superficie, incluso si se expone a luz solar fuerte por lo que contribuye al ahorro de energía. Dentro de esta categoría se encuentran dos tipos de productos: el primero de estos es una membrana líquida reforzado con fibra a base de agua, formulada con resinas sintéticas especiales; la segunda es una pintura protectora a base de solvente, con alta reflectancia solar que califica, además, como una película protectora.

Tabla 2: Refuerzo por fisuración

Solicitación	Refuerzo por fisuración			
	Ø, mm	@ mm	a_k , mm	a_r , mm
±24	16	100	0.41	0.26
26		100	0.41	0.26
±30		100	0.41	0.26
-32		100	0.41	0.26
36		100	0.41	0.26
-39		100	0.41	0.26
-62		70	0.41	0.24



Al comparar los resultados presentados en la Tabla 1 con los que se muestran en la Tabla 2 se evidencia que en el diseño del refuerzo predomina el Estado Límite de Fisuración disminuyendo el espaciamiento de las barras en relación con el obtenido para el Estado Límite Último.

Deformación

A partir del mapa de isovalores de deformación absoluta Δ_{abc} de la estructura, obtenido de ETABS, se localizaron las zonas de la losa con mayor deformación y se determinó, el valor de flecha relativa total en estos puntos (Figura 10).

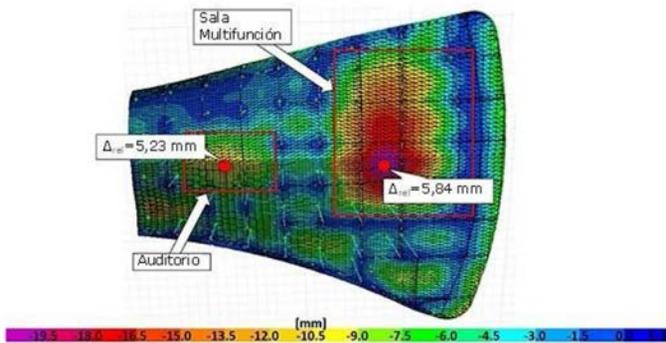


Figura 10: Mapa de isovalores de deformación relativa total de la losa. Combinación: $D + L_c$

En este caso se verificó que las mayores deformaciones se encuentran en el salón multifunción y en el auditorio. La flecha máxima permisible según NC-207 (2019) es $L/480$, correspondiente a losas y vigas que se encuentran vinculados a elementos no estructurales susceptibles de ser dañados por flechas excesivas, donde L corresponde a la luz de cálculo. Debido a que el hormigón se deforma diferidamente bajo la acción de cargas sostenidas (Hernández y Hernández, 2010), es estrictamente necesario que, adicionalmente a la flecha de corta duración se considere una flecha diferida. En el análisis de la flecha con el programa ETABS, estos aspectos fueron considerados. Para validar los resultados obtenidos se realizó la comparación con el procedimiento clásico aproximado de cálculo de flechas en losas que trabajan en una dirección. La flecha total se determina a partir de las expresiones (7) y (8) (NC-207, 2019).

$$\Delta_{tot} = \Delta_{te} + \lambda_{\infty} \Delta_{ptld} \quad (7)$$

$$\Delta_{te} = \Delta_{pt} - \Delta_{ptld} \quad (8)$$

donde Δ_{tot} es la flecha total, Δ_{te} es la flecha instantánea de corta duración, Δ_{ptld} es la flecha instantánea producto de la carga permanente y la carga de uso de larga duración (25% de la carga de uso de servicio, establecido por proyecto), Δ_{pt} es la flecha instantánea producto de la carga permanente y de uso de servicio y λ_{∞} es un coeficiente que toma en cuenta la acción de las cargas sostenidas de forma indefinida, es decir, que la carga de uso de larga duración se consideró que actúa de forma indefinida en la losa; dicho coeficiente se determina mediante la expresión (9) (NC-207, 2019).

$$\lambda_{\infty} = \frac{T}{1+50\rho'} \quad (9)$$

En la expresión (9), T es un factor dependiente del tiempo de permanencia de la carga, que en este caso es 2, correspondiente a 5 años o más, y ρ' es la cuantía geométrica del refuerzo en compresión. Para obtener las flechas instantáneas de cada elemento se empleó la rigidez efectiva $E_c I_e$, donde E_c es el módulo de deformación del hormigón e I_e es la inercia efectiva de la sección fisurada y se calculan por medio de la expresión (10):

$$I_e = I_{cr} + \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^3 (I_h - I_{cr}) \leq I_h \quad (10)$$

Siendo I_{cr} la inercia de la sección fisurada, M_{cr} el momento de fisuración, M el momento según la flecha instantánea analizada, e I_h la inercia de la sección homogeneizada. La inercia de la sección fisurada se determina a partir de la expresión (11) donde b , x , d , n y A_s' corresponden al ancho de la sección de hormigón, la profundidad de la línea neutra en servicio, el peralte efectivo de la sección, el módulo de equivalencia (expresión (12)) y el área de acero en compresión, respectivamente.

$$I_{cr} = \frac{bx^3}{3} + nA_s(d-x)^2 + (n-1)A_s'(x-d')^2 \quad (11)$$

$$n = \frac{E_s}{E_c'} \quad (12)$$

Las flechas totales calculadas son 5.76 mm y 6.10 mm para el salón multifunción y el auditorio, respectivamente, valores muy similares a los obtenidos mediante ETABS, lo que valida estos últimos, cumpliéndose además con la flecha máxima permisible, que tanto para el salón multifunción como para el auditorio es 16.77 mm.



Los resultados del análisis de la máxima deformación en las vigas se resumen en la Tabla 3, las cuales corresponden al voladizo (Figura 11), donde las luces abarcan desde 3.14 m hasta 10.23 m.

Tabla 3: Comprobación de la deformación en las vigas. Máximos valores reportados para la combinación: $D + L_c$

Elemento	Sección, mm	Δdif , mm	Luz, mm	$\Delta perm$, mm	Cumplimiento	Diferencia, mm
V121	1800X600	0.89	3136	6.53	cumple	5.65
V122	1800X600	11.38	4376	9.12	no cumple	-2.26
V123	1800X600	10.85	4340	9.04	no cumple	-1.81
V124	1800X600	10.25	4326	9.01	no cumple	-1.24
V125	1800X600	9.95	4345	9.05	no cumple	-0.90
V126	1800X600	11.10	4390	9.15	no cumple	-1.95
V127	1800X600	10.50	4460	9.29	no cumple	-1.21
V128	1800X600	15.83	5500	11.46	no cumple	-4.37
V141	1800X600	15.75	10230	21.31	cumple	5.56

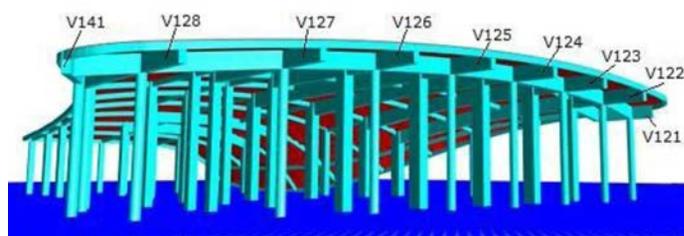


Figura 11: Vigas con mayor deformación

Como se puede apreciar en la Tabla 3, existen vigas que no cumplen con la deformación máxima permisible. Las diferencias entre las flechas calculadas y las permisibles oscilan entre 0.9 mm y 4.37 mm. Según NC-207 (2019), la flecha máxima puede ser excedida siempre que se garantice que los elementos no estructurales susceptibles no sean dañados. Lo anterior puede lograrse a partir de juntas de neopreno.

Verificación de requisitos de resistencia al fuego

La resistencia estructural al fuego es un tema importante que debe tenerse en cuenta durante el proceso de diseño de una edificación para minimizar la posibilidad de

fallas estructurales inducidas en caso de un incendio. Las propiedades físicas y químicas de los materiales se degradan cuando estos se ven expuestos a elevadas temperaturas, provocando reducción de la resistencia, el módulo de elasticidad y la rigidez de los elementos estructurales y, por consiguiente, un fallo localizado o el colapso progresivo de los mismos. Es por ello que para garantizar que la integridad estructural se mantenga durante un período de tiempo adecuado, los elementos deben diseñarse para satisfacer, además de los requisitos estructurales definidos en los códigos de construcción, los requisitos adecuados de resistencia al fuego en caso de incendio.

En el diseño de estructuras en situación de incendio, debe verificarse que la resistencia de la estructura (o parte de ella) sea superior a la severidad del incendio a la que se expone. Este chequeo puede ser realizado en el dominio de la temperatura, de la resistencia o del tiempo. En el dominio de la temperatura debe garantizarse que la temperatura alcanzada por los materiales sea inferior a su temperatura crítica (temperatura que causa el colapso en el elemento estructural) mientras que el dominio de la resistencia se garantiza a partir del cumplimiento de los estados límites (expresión (14)):

$$S_{u,\theta} \leq S_{n,\theta} \tag{14}$$

Donde $S_{u,\theta}$ es el valor de cálculo de los esfuerzos actuantes en situación de incendio y $S_{n,\theta}$ es el valor de cálculo de los esfuerzos resistentes en situación de incendio. En el dominio del tiempo, debe cumplirse que el Tiempo de Resistencia al Fuego (TRF) de una estructura sea mayor o a lo sumo igual al Tiempo Requerido de Resistencia al Fuego (TRRF). El Tiempo de Resistencia al Fuego TRF se define como el tiempo máximo de resistencia, considerado como el periodo entre el inicio del siniestro y el instante del colapso de la estructura (Costa, 2008). El Tiempo Requerido de Resistencia al Fuego TRRF que es el tiempo mínimo que vigas, losas o columnas deben resistir cuando son sometidas al incendio estándar (ABNT NBR 14432, 2001), y es dependiente del tipo de ocupación o uso y la altura de la edificación.

Los códigos de diseño que abordan el tema (ACI 216, 1997; ABNT NBR 15200, 2012; EN 1992-1-2, 2004) proponen métodos simplificados, gráficos y/o tabulares,



que aseguran tiempos de resistencia al fuego para los elementos de hormigón armado, a partir de establecer dimensiones y recubrimientos mínimos. De igual forma, documentos como la normativa francesa (NF EN 1991-1-2, 2005), española (DB-SI, 2010) y brasileña (NBR 14432, 2001), establecen tiempos requeridos de resistencia al fuego según el uso y altura de la edificación. Tomando como referencia los documentos antes citados, para la losa diseñada, perteneciente a un hotel de altura máxima 15.94 m, el tiempo máximo de resistencia requerida al fuego TRRF es igual a 90 min.

Según el método tabular simplificado propuesto en el EN 1992-1-2 (2004), para losas de hormigón armado trabajando en dos direcciones, con espesor mínimo de 150 mm ($200 \text{ mm} > 150 \text{ mm}$) y un recubrimiento mínimo (profundidad medida al centroide de la barra) de 40 mm ($48 \text{ mm} > 40 \text{ mm}$), la resistencia al fuego queda garantizada durante un tiempo de 180 min.

A partir de estos resultados se concluye que el diseño propuesto para la losa puede ser considerado satisfactorio, garantizándose un tiempo de resistencia al fuego para el elemento tal que, $\text{TRF} \geq \text{TRRF}$ ($180 \text{ min} \geq 90 \text{ min}$).

Construcción

El volumen total de hormigón de la losa es 802 m^3 , mientras que el peso total del refuerzo de acero es 222 t, por lo que el índice de consumo del acero será 277 kg/m^3 . El contenido mínimo de cemento debe ser de 350 kg/m^3 debido a la elevada agresividad del ambiente (NC-120, 2004; NC-207, 2019). La curvatura que caracteriza esta losa trae como consecuencia que el procedimiento de construcción sea similar al de una lámina o cáscara de hormigón. El tamaño máximo del árido será 19.0 mm cumpliendo con lo enunciado en NC-207 (2019) que establece que el tamaño del agregado no debe exceder la menor de las siguientes distancias: 0.33 del espesor de la losa, 0.75 del espaciamiento mínimo libre entre las barras de refuerzo y 0.90 de la separación entre barras de camadas contiguas. El tamaño máximo de árido escogido corresponde al valor ajustado según el tamaño normado de los áridos nacionales (NC-251, 2013). La forma de distribución del refuerzo puede ser apreciada en la Figura 12.

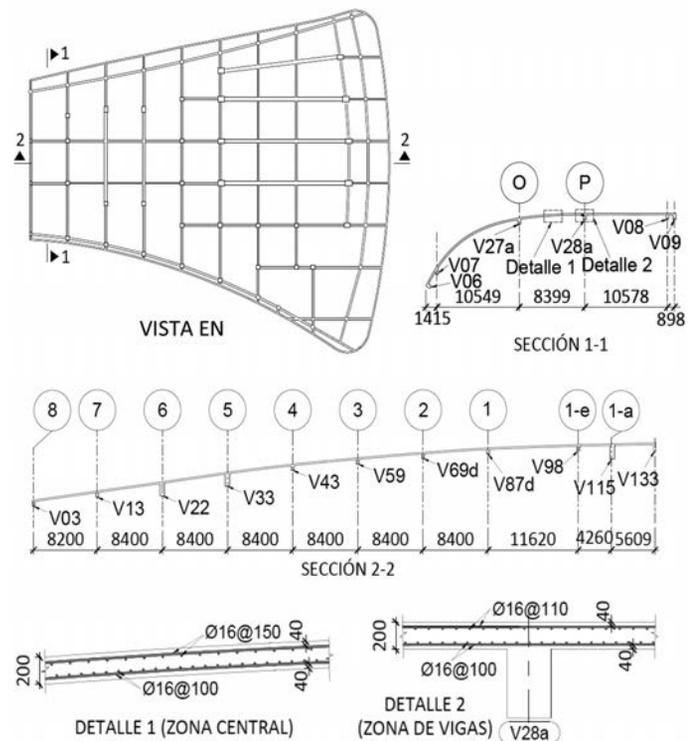
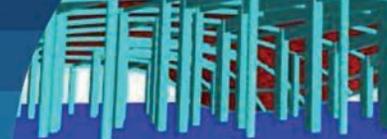


Figura 12: Distribución del refuerzo en la losa

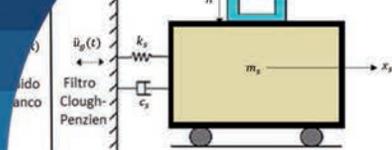
Conclusiones

El desarrollo de un modelo computacional con el empleo del programa ETABS para el análisis y diseño estructural de la losa con forma geométrica compleja permitió obtener resultados precisos de solicitaciones y deformaciones. Como resultado del análisis se pudo apreciar que las zonas de la losa más solicitadas corresponden a los locales del auditorio y la sala polivalente, mientras que las vigas con mayor deformación se encuentran en los voladizos, los que requieren de una solución que garantice que los elementos no estructurales no sufran daño. Por otra parte, el Estado Límite de Fisuración impuso un incremento del refuerzo de la losa con respecto al refuerzo obtenido por resistencia, siendo el refuerzo para el momento máximo inferior en la zona traccionada de $16 \text{ mm} @ 100 \text{ mm}$, y para el momento máximo superior en la zona traccionada de $16 \text{ mm} @ 70 \text{ mm}$. Se comprobó además que el espesor dado a la losa garantiza un tiempo de resistencia al fuego mayor que el requerido.



Referencias

- ABNT NBR 14432 (2001). Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento. Comitê Brasileiro da Segurança contra Incêndio, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Brasil
- ABTN NBR 15200 (2012). Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Comitê Brasileiro da Construção Civil, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Brasil
- ACI-334 (2002). Concrete shell structures. Practice and Commentary. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA
- ACI-224R (2001). Control of cracking in concrete structures. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA
- ACI-318 (2019). Building code requirements for structural concrete. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA
- ACI 216 (1997). Code requirements for determining fire resistance of concrete and masonry construction assemblies. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA
- Costa, C.N. (2008). *Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio*. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, Brasil
- CSI (2017). ETABS v17. Computers & Structures, Inc. CSI. Structural and earthquake engineering software. USA
- DB-SI (2010). Documento básico de seguridad en caso de Incendio. Código Técnico de la Edificación Ministerio de Fomento, Dirección General de la Arquitectura, Vivienda y Suelo. España
- EN 1992-1-2 (2004). Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-2: General rules - Structural fire design. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium
- Genikomsou, A. and Polak, A.M. (2017). Finite element simulation of concrete slabs with various placement and amount of shear bolts. *Procedia Engineering* **193**, 313–320
- Gherbi, A., Dahmani, L. and Boudjemia, A. (2018). Study on two way reinforced concrete slab using ANSYS with different boundary conditions and loading. *Engineering and Technology International Journal of Civil and Environmental Engineering* **12**(12), 1151-1156
- González, Ó. y Robles, F. (2005). *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*. Editorial Limusa, México
- Hernández, J.J. y Hernández, J.A. (2010). *Hormigón estructural. Diseño por estados límites*. Vol. 1 y 2. La Habana, Cuba
- Jiménez, P., García, A. y Morán, F. (2000). *Hormigón armado*. Editorial Gustavo Gili, México
- McCormac, J.C. y Brown, R.H. (2011). *Diseño de concreto reforzado*. Alfaomega, México
- NC-120 (2004). Hormigón hidráulico. Especificaciones. Oficina Nacional de Normalización, Cuba
- NC-207 (2019). Requisitos generales para el diseño y construcción de estructuras de hormigón. Oficina Nacional de Normalización, Cuba
- NC-250 (2005). Requisitos de durabilidad para la construcción de edificaciones y obras civiles de hormigón estructural. Oficina Nacional de Normalización, Cuba
- NC-251 (2013). Áridos para hormigones hidráulicos. Requisitos. Oficina Nacional de Normalización, Cuba
- NC-283 (2003). Densidad de materiales naturales, artificiales y de elementos de construcción como carga de diseño. Oficina Nacional de Normalización, Cuba
- NC-284 (2003). Edificaciones. Carga de uso. Oficina Nacional de Normalización, Cuba
- NC-285 (2003). Carga de viento. Método de cálculo. Oficina Nacional de Normalización, Cuba
- NF EN 1991-1-2 (2005). Eurocode 1: Actions sur les structures. Partie 1-2: Actions générales – Actions sur les structures exposées au feu. Association Francaise de Normalisation AFNOR. Paris, France
- Rasoul, Z.M.R.A. and Taher, H.M.A.M. (2019). Accuracy of concrete strength prediction behavior in simulating punching shear behavior of flat slab using finite element approach in Abaqus. *Periodicals of Engineering and Natural Sciences* **7**(4), 1933–1949
- Salguero, F., Romero, S., Melgar, S.G., Prat, F. y Moreno, F. (2013). Las curvas tensión-deformación de hormigones ensayados bajo compresión uniaxial monotónica: una revisión sistemática. *Informes de la Construcción* **65**(529), 41-54



Eficiencia de un amortiguador de columna de líquido sintonizado considerando una excitación sísmica de bajo contenido de frecuencias e incertidumbre

Efficiency of a tuned liquid column damper considering a seismic excitation of low frequency content and uncertainty

Fecha de entrega: 28 de septiembre 2020

Fecha de aceptación: 29 de marzo 2021

Gilda Espinoza, Christian Quinteros, Kristel Gajardo, Álvaro Suazo y Sergio Quijada

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

En esta investigación se analiza el comportamiento de una estructura lineal controlada por un amortiguador de columna de líquido sintonizado (ACLS), la que es sometida a excitaciones sísmicas estocásticas de bajo contenido de frecuencia. Para incluir la naturaleza no lineal del ACLS, se realiza una linealización estadística equivalente. Se estudia el comportamiento de los parámetros óptimos de diseño del ACLS, razón de frecuencias y coeficiente de pérdida de carga, cuando se ingresa incertidumbre en parámetros del sistema. Los parámetros considerados, fueron la razón de masa, la razón de longitud y el coeficiente de pérdida de carga. El objetivo de la optimización, es la reducción de la desviación estándar del desplazamiento de la estructura. Se analiza el efecto de la inclusión de incertidumbre en los parámetros, en la reducción del desplazamiento de la estructura, y en la raíz cuadrática media RMS del desplazamiento de la estructura. Se encuentra que una incertidumbre en la razón de masa, y en la razón de longitud del ACLS, no produce variaciones en la eficiencia ni en el RMS de desplazamiento de la estructura. Sin embargo, una incertidumbre en el valor del periodo de la estructura produce grandes variaciones en la eficiencia y el RMS del desplazamiento de la estructura.

Palabras clave: ACLS, incertidumbre en los parámetros, análisis estocástico, bajo contenido de frecuencia

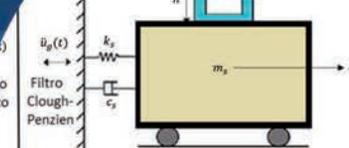
In this research the behaviour of a linear structure controlled by a tuned liquid column damper (TLCD) subjected to stochastic seismic excitations of low frequency content is analysed. To accommodate the non-linear nature of TLCD, an equivalent statistical linearization is performed. The behaviour of the optimal TLCD design parameters, frequency ratio and pressure loss coefficient, when entering uncertainty in system parameters, is studied. The parameters considered were the mass ratio, the length ratio and the pressure drop coefficient. The optimization objective is to reduce the standard deviation of the displacement of the structure. The effect of the inclusion of uncertainty in the parameters, in the reduction of the displacement of the structure, and in the root mean square RMS of the displacement of the structure is analysed. It is found that an uncertainty in the mass ratio, and in the TLCD length ratio, does not produce variations in the efficiency or in the RMS of displacement of the structure. However, an uncertainty in the value of the period of the structure produces large variations in the efficiency and the RMS of the displacement of the structure.

Keywords: TLCD, parameter uncertainty, stochastic analysis, low frequency content

Introducción

El objetivo principal del diseño sismorresistente es entregar capacidad suficiente a la estructura para resistir

excitaciones sísmicas. Estas excitaciones pueden dividirse en excitaciones de alto contenido de frecuencias y en excitaciones de bajo contenido frecuencia. En términos



teóricos, no existe una definición exacta de clasificación de cada uno de los contenidos. En general, se define si es una señal de alto o bajo contenido de Fourier en forma relativa, a través de la utilización del espectro de Fourier. Las excitaciones sísmicas de bajo contenido de frecuencias se producen en sitios con grandes espesores de estratos de suelo blando, por ejemplo, suelo arcilloso, como en Ciudad de México. Durante las últimas décadas, se han desarrollado nuevas metodologías y sistemas antisísmicos con el fin de controlar la respuesta de las estructuras por medio de la modificación de las características dinámicas de éstas, permitiendo de esta manera, satisfacer la ecuación de equilibrio a través de la reducción de la demanda. Dentro de estos estudios, se encuentran los sistemas de control, efecto-masa, los que se caracterizan por sus propiedades inerciales. Entre ellos se distinguen dos tipos, el amortiguador de masa sintonizado AMS y el amortiguador de columna de líquido sintonizado ACLS.

Dentro de los dispositivos más utilizados está el ACLS. Este consiste en un tubo en forma de U que contiene líquido en su interior, generalmente agua. Posee en su parte inferior horizontal un orificio que genera una pérdida de carga. Su funcionamiento se explica a través de la disipación de energía, provocada a través de una acción combinada del movimiento del líquido en el contenedor, debido a la fuerza de restauración del líquido, por la gravedad y el paso del líquido a través del orificio, que genera una pérdida de carga (Chakraborty *et al.*, 2012).

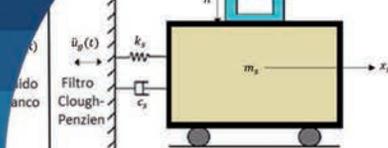
Los primeros estudios en relación a este sistema de amortiguamiento se enfocan en la determinación de las propiedades óptimas del ACLS para el control de los desplazamientos producidos por el viento. Xu *et al.* (1992) contrastan la eficiencia de los ACLS con los AMS en estructuras sensibles al viento, concluyendo que un ACLS tiene ventajas prácticas respecto a los AMS, tales como bajo costo y fácil manejo e instalación, además de poseer una eficiencia similar a los AMS. Posteriormente, Won *et al.* (1996) extienden el uso de ACLS a eventos sísmicos, utilizando un modelo estocástico no estacionario para representar un movimiento sísmico fuerte y evaluar el desempeño de un ACLS para el control pasivo de estructuras flexibles. Se llevó a cabo un estudio sobre los parámetros de diseño, tales como, la razón de masa, coeficiente de pérdida de carga y razón de sintonía. Concluyendo que

los parámetros de diseños dependen del contenido de frecuencia, intensidad y duración de la carga aplicada. Ghosh y Basu (2004) investigaron la eficacia del ACLS en el control de estructuras con periodo de corta duración sometidas a excitaciones sísmicas. Utilizaron un modelo donde el ACLS se conecta por medio de un resorte a la estructura principal, removiendo los requerimientos sobre el período natural del líquido del ACLS. Los resultados muestran que con el sistema propuesto se logra reducir el desplazamiento de la estructura inclusive hasta la mitad.

Chakraborty *et al.* (2012) realizaron un estudio numérico del desempeño sísmico del ACLS considerando el efecto de la restricción impuesta sobre el máximo desplazamiento del líquido dentro del recipiente. Investigaciones más recientes realizadas por Zhu *et al.* (2015) plantean la utilización de la técnica de simulación híbrida en tiempo real, en donde el prototipo de un ACLS es modelado como una subestructura física y sometido a excitaciones basales a través de una mesa vibratoria, mientras que la estructura principal se simula numéricamente en un computador. Esta técnica la utilizaron para estudiar el comportamiento dinámico de estructuras a la cuales se les ha adicionado un ACLS con el objetivo de disminuir respuestas modales simples y múltiples. Rozas *et al.* (2016) propusieron un sistema de dos ACLS independientes dispuestos en direcciones ortogonales sometido a excitaciones del tipo ruido blanco para reducir la respuesta sísmica en estructuras que tienen vibraciones en dos direcciones perpendiculares. Los resultados muestran que la efectividad de este sistema es mayor cuando se usa para controlar estructuras con bajo amortiguamiento.

Espinoza *et al.* (2018) analizan el comportamiento de un ACLS en una estructura no lineal ante excitaciones sísmicas de alto y bajo contenido de frecuencias. Obtienen los parámetros de diseño óptimos del ACLS para la minimización del desplazamiento del sistema estructural, para la reducción de la energía histerética y para un ponderado de ambos. Los resultados muestran que, para una excitación de ancho de banda amplio, el ACLS se sintoniza con la segunda frecuencia lineal equivalente, y para una excitación de ancho de banda angosto, se sintoniza con la frecuencia predominante del input.

Furtmüller *et al.* (2019) analizan ACLS, como un dispositivo de protección sísmica para el control de una



estructura aislada, en base a un estudio experimental del ACLS. Los resultados muestran que el ACLS combinado con un aislamiento de base, reduce la demanda de desplazamiento del subsistema de aislamiento de base, así como la demanda de aceleración total si ambos dispositivos están ajustados adecuadamente.

Debbarma *et al.* (2010) proponen un modelo matemático, para analizar la inclusión de incertidumbre en los parámetros, de una estructura de un grado de libertad controlado por una ACLS óptimo. Los parámetros son considerados como variables aleatorias. La incertidumbre es ingresada al hacer la variación de la ecuación de Lyapunov con respecto a los parámetros, y obteniendo así la variación de la matriz de covarianza. De esta forma se puede calcular la variación en el sentido positivo y negativo. Se han realizado estudios que analizan la eficiencia de un ACLS en el control de desplazamiento de estructuras sometidas a procesos aleatorios sísmicos con incertidumbre en los parámetros (Debbarma *et al.*, 2010). Sin embargo, no se ha definido el tipo específico de excitación estocástica a considerar.

Espinoza *et al.* (2020a) analizan la eficiencia de un amortiguador combinado sintonizado (ACS) con incertidumbre en los parámetros sometidos a excitaciones sísmicas del alto contenido de frecuencias y bajo contenido de frecuencias (Espinoza *et al.*, 2020b). El ACS es un dispositivo compuesto por un amortiguador de columna de líquido sintonizado ACLS, y un amortiguador de masa sintonizado (AMS). Estas investigaciones concluyen que, en el caso de sismos de ancho de banda amplio o alto contenido de frecuencias, el coeficiente de pérdida de carga es el que presenta más sensibilidad, ante una incertidumbre en la razón de longitud (Espinoza *et al.* 2020a). Y en el caso de excitaciones sísmicas de bajo contenido de frecuencias (Espinoza *et al.*, 2020b), el ACS posee una eficiencia máxima, si el periodo de la estructura, coincide con el periodo predominante de la excitación sísmica.

Si bien es cierto, esta investigación posee un objetivo similar al de Espinoza *et al.* (2020b), el dispositivo analizado en este estudio es distinto y por lo tanto, el modelo considerado es distinto.

El estudio contempla una excitación sísmica estocástica de ancho de banda angosto o de bajo contenido de frecuencias.

Este tipo de excitaciones son típicas en ciudades fundadas en depósitos de suelos blandos, como por ejemplo Ciudad de México. Esto se produce, porque el estrato de suelo se comporta como un filtro con una frecuencia muy predominante, que filtra el contenido de frecuencias generadas en la roca, entregando potencia en la frecuencia predominante del suelo y cancelando las demás.

En esta investigación se estudia el comportamiento de un ACLS óptimo, y su eficiencia, medida en términos del control de desplazamiento de la estructura principal, cuando se introduce una variación o incertidumbre en el valor de las propiedades del ACLS o de la estructura, y es sometida a sismos de bajo contenido de frecuencias. El caso de una excitación sísmica de alto contenido de frecuencias con incertidumbre es abordado en Espinoza *et al.* (2021).

Modelo estructural y ecuaciones de movimiento

Modelo de estudio M₁

El modelo de estudio M₁ se muestra en la Figura 1. Este consiste en un sistema principal de dos grados de libertad. Donde X_s es el desplazamiento de la estructura principal en el eje horizontal e y es el desplazamiento del líquido dentro de la columna en el eje vertical. Este consiste en un tubo en forma de U, con agua en su interior, que posee un orificio en la parte inferior horizontal. Las propiedades de la parte principal del modelo M₁, son la rigidez elástica k_s , amortiguamiento C_s y masa de la estructura m_s . En el caso del ACLS en M₁, B_h es la longitud de la parte horizontal del tubo y h la altura de la columna de líquido; la aceleración del suelo es expresada como \ddot{u}_g .

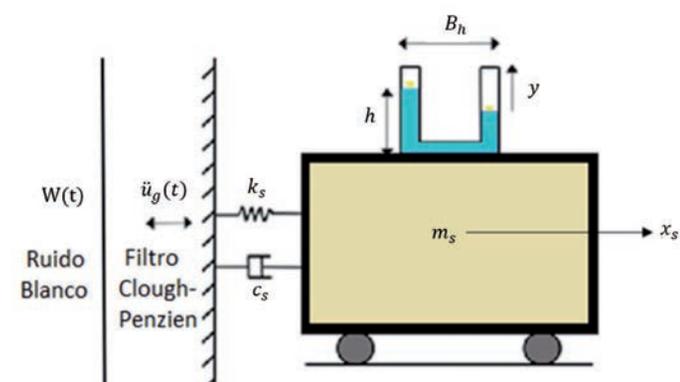
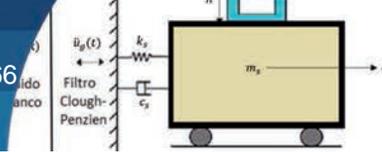


Figura 1: Modelo del estudio



Ecuaciones de movimiento del ACLS

Las ecuaciones del movimiento de M_1 se muestran a continuación (Sakai *et al.*, 1989):

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

donde ρ es la densidad del líquido del ACLS, A es el área de la sección transversal, $L_e = 2h + B_h$ es la longitud efectiva de la columna líquida y g es la aceleración de gravedad. El coeficiente de pérdida de carga corresponde a ξ , el cual es controlado por el diámetro del orificio en la columna horizontal.

La ecuación (1) se linealiza mediante el proceso de linealización estadística equivalente, quedando:

$$\rho AL_e \ddot{y} + 2\rho A c_p \dot{y} + 2\rho g A y = -\rho AB_h (\ddot{x}_s + \ddot{u}_g) \quad (2)$$

donde, para un proceso estacionario Gaussiano de media cero:

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

En la ecuación (3), c_p representa el coeficiente de amortiguación de la linealización estadística equivalente y σ_y representa la desviación estándar de la velocidad del líquido. Si se normaliza la ecuación (2) respecto a la masa del líquido se tiene:

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

donde $p = \frac{B_h}{L_e}$ es la razón de longitud (Chakraborty *et al.*, 2012). Además, se tiene que $\omega_l = \sqrt{\frac{2g}{L_e}}$ es la frecuencia del líquido y $\gamma = \frac{\omega_l}{\omega_s}$ es la razón de sintonía, donde ω_s corresponde a la frecuencia del sistema principal.

Ecuaciones de movimiento del sistema principal con ACLS

La ecuación de movimiento del sistema principal con un ACLS adicionado es:

$$(m_s + \rho AB_h + 2\rho h A) \ddot{x}_s + c_s \dot{x}_s + k_s x_s = -(m_s + \rho AB_h + 2\rho h A) \ddot{u}_g - \rho AB_h \ddot{y} \quad (5)$$

donde $m_l = \rho AB_h + 2\rho h A$ y corresponde a la masa del ACLS. Reescribiendo (5) se tiene:

$$(m_s + m_l) \ddot{x}_s + c_s \dot{x}_s + k_s x_s = -(m_s + m_l) \ddot{u}_g - \rho A p L_e \ddot{y} \quad (6)$$

La relación entre la masa del amortiguador y la masa del sistema principal se denomina razón de masa y se expresa como:

$$\mu = \frac{\rho A L_e}{m_s} \quad (7)$$

Normalizando la ecuación (6) con respecto a la masa m_s :

$$(1 + \mu) \ddot{x}_s + \frac{c_s}{m_s} \dot{x}_s + \frac{k_s}{m_s} x_s = -(1 + \mu) \ddot{u}_g - \mu p \ddot{y} \quad (8)$$

Si $\omega_s = \sqrt{\frac{k_s}{m_s}}$ y $\xi_s = \frac{c_s}{2m_s \omega_s}$ representan la frecuencia y el amortiguamiento del sistema principal, la ecuación (8) queda definida como:

$$(1 + \mu) \ddot{x}_s + 2\xi_s \omega_s \dot{x}_s + \omega_s^2 x_s + \mu p \ddot{y} = -(1 + \mu) \ddot{u}_g \quad (9)$$

Las ecuaciones (4) y (8) pueden expresarse matricialmente de la siguiente forma:

$$\begin{bmatrix} 1 & p \\ \mu p & (1 + \mu) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y} \\ \ddot{x}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{2c_p}{L_e} & 0 \\ 0 & 2\xi_s \omega_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{y} \\ \dot{x}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{2g}{L_e} & 0 \\ 0 & \omega_s^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y \\ x_s \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} p \\ (1 + \mu) \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \quad (10)$$

La ecuación (10) se puede expresar como:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K} \mathbf{u} = -\mathbf{M} \mathbf{r} \ddot{u}_g \quad (11)$$

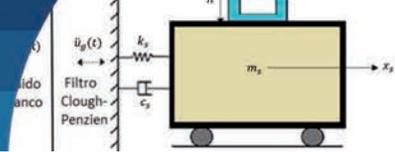
En donde es el vector de grados de libertad de M_1 , \mathbf{M} representa la masa, \mathbf{C} el amortiguamiento, \mathbf{K} la rigidez del sistema principal con un ACLS acoplado, $\mathbf{r} = \{0 \ 1\}^T$ y $\mathbf{u} = \{x_s \ y\}^T$. Si realizamos la formulación en espacio de estado, definimos el vector de estado de M_1 como:

$$\mathbf{X}_1 = \{x_s \ y \ \dot{x}_s \ \dot{y}\}^T \quad (12)$$

donde la ecuación de estado queda como muestra la ecuación (13):

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

Donde la matriz de estado del sistema estructura con ACLS es:



$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} \mathbf{0}_{2 \times 2} & \mathbf{I}_{2 \times 2} \\ \mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} & \mathbf{M}^{-1}\mathbf{C} \end{bmatrix} \quad (14a)$$

$$\mathbf{B}_u = \begin{bmatrix} \mathbf{0}_{2 \times 1} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{m}^* \end{bmatrix} \quad (14b)$$

$$\mathbf{M}^* = \begin{bmatrix} 1 + \mu & 0 \\ 0 & \mu \end{bmatrix} \quad (14c)$$

Procedimiento de optimización Excitación sísmica

Esta investigación realiza un análisis estocástico para la determinación de la desviación estándar de desplazamiento de la estructura principal, considerando una excitación de bajo contenido de frecuencias. Para caracterizar esta excitación se adopta un filtro de Clough-Penzien, ecuación (15), para el cual se calibran los parámetros para que se ajuste a la Densidad de Potencia Espectral $S_g(\omega)$ del sismo de México de 1985, el que posee un bajo contenido de frecuencias.

$$S_g(\omega) = S_o \frac{\omega_g^4 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2}{(\omega_g^2 - \omega^2) + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \frac{\omega^4}{(\omega_f^2 - \omega^2) + 4\xi_f^2 \omega_f^2 \omega^2} \quad (15)$$

En (15), S_o es la intensidad del ruido blanco, ω_g es la frecuencia del estrato de suelo, ω_f es la frecuencia del filtro, ξ_g es el amortiguamiento del estrato de suelo y ξ_f es el amortiguamiento del filtro, estos parámetros son ajustados por mínimos cuadrados. Los parámetros del filtro se muestran en la Tabla 1, en donde NBP (narrow band process) corresponde al proceso de ancho de banda angosto.

Tabla 1: Parámetros del filtro Clough-Penzien

Excitación	Parámetros				
	S_o	ω_g , rad/s	ω_f , rad/s	ξ_g	ξ_f
NBP	1335.6	5	6	0.2	0.8

El vector de estado del filtro es:

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

Y la ecuación de estado del filtro (Saitua *et al.*, 2018):

$$\dot{\mathbf{X}}_f = \mathbf{A}_f \mathbf{X}_f + \mathbf{B}_f W(t) \quad \ddot{u}_g = \mathbf{C}_f \mathbf{X}_f \quad (17a,b)$$

donde $W(t)$ es la intensidad de ruido blanco que debe ser ajustada mediante la siguiente condición:

$$\sigma_{\ddot{u}_g}^2 = \frac{PGA}{3} \quad (18)$$

Siendo PGA , Peak Ground Acceleration, es decir, la aceleración máxima del suelo, en este estudio se utilizó $PGA = 0.3g$, donde g es la aceleración de gravedad y $\sigma_{\ddot{u}_g}^2$ es la varianza de la aceleración del suelo. Las matrices \mathbf{A}_f , \mathbf{C}_f , \mathbf{B}_f corresponden a las matrices de representación de espacio de estado del filtro. Con \mathbf{A}_f la matriz de estado del filtro, \mathbf{C}_f el vector de output del filtro y \mathbf{B}_f el vector de colocación de excitación sísmica del filtro.

$$\mathbf{A}_f = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 \\ -\omega_g^2 & -2\xi_g \omega_g & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \\ \omega_f^2 & 2\xi_f \omega_f & -\omega_f^2 & -2\xi_f \omega_f \end{bmatrix} \quad (19)$$

$$\mathbf{B}_f = \begin{bmatrix} 0 \\ -1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (20a,b)$$

Finalmente, el vector de estado del sistema, estructura - ACLS - filtro, es el siguiente:

$$\mathbf{X}_2 = \{x_s y \dot{x}_s \dot{y} x_g \dot{x}_g x_f \dot{x}_f\}^T \quad (21)$$

Y la ecuación de estado del sistema completo es:

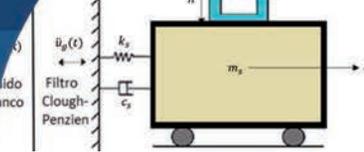
$$\dot{\mathbf{X}}_2 = \mathbf{A}_2 \mathbf{X}_2 + \mathbf{B}_2 W(t) \quad (22)$$

A continuación, se muestran las ecuaciones de estado del sistema completo. Donde la ecuación (23a) corresponde a la matriz de estado expandida, la ecuación (23b) es la matriz de colocación del input.

$$\mathbf{A}_2 = \begin{bmatrix} \mathbf{A} & \mathbf{B}_u \mathbf{C}_f \\ \mathbf{0} & \mathbf{A}_f \end{bmatrix} \quad \mathbf{B}_2 = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{B}_f \end{bmatrix} \quad (23a,b)$$

Ahora, expandiendo el estado, para incluir el filtro de ancho de banda angosto, queda:

$$\begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{X}}_2 \\ \dot{\mathbf{X}}_f \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{A} & \mathbf{B}_u \mathbf{C}_f \\ \mathbf{0} & \mathbf{A}_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{X}_2 \\ \mathbf{X}_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{B}_f \end{Bmatrix} W(t) \quad (24)$$



Incertidumbre en los parámetros

Se introdujo una incertidumbre de 5 y 10%, tanto positiva como negativa, a la razón de longitud p , la razón de masa μ y el periodo T_s . Donde, la razón de longitud y la razón de masa corresponden a parámetros del ACLS, mientras que el periodo considerado es el de la estructura. Se consideran tres periodos, correspondientes a estructuras rígidas $T_s = 1.5$ s, semiflexibles $T_s = 2.0$ s y flexibles $T_s = 2.5$ s. La incertidumbre es ingresada en los parámetros mencionados, a partir de la ecuación de Lyapunov.

$$\overline{\mathbf{A}}_1 \overline{\mathbf{R}} + \overline{\mathbf{R}} \overline{\mathbf{A}}_1^T + \overline{\mathbf{B}}_1 \overline{\mathbf{W}} = 0 \quad (25)$$

Donde \mathbf{R} corresponde a la matriz de covarianza del sistema completo sin incertidumbre, la que es obtenida resolviendo la ecuación de Lyapunov. Para el ingreso de incertidumbre, se deriva parcialmente la ecuación de Lyapunov, con respecto al parámetro x_i .

$$\overline{\mathbf{A}}_1 \frac{\partial \mathbf{R}}{\partial x_i} + \overline{\mathbf{R}} \frac{\partial \mathbf{A}_1}{\partial x_i} + \overline{\mathbf{R}} \frac{\partial \mathbf{A}_1^T}{\partial x_i} + \mathbf{A}_1^T \frac{\partial \mathbf{R}}{\partial x_i} + \overline{\mathbf{B}}_1 \overline{\mathbf{W}} = 0 \quad (26)$$

Donde $x_1 = p$, $x_2 = \mu$, y $x_3 = T_s$ son los parámetros a los que se agrega incertidumbre. Para agregar una incertidumbre positiva, se adiciona la variación de la desviación estándar del parámetro del sistema principal o del ACLS considerado, y en sentido contrario para una incertidumbre negativa, se resta. Ésta se determina, a partir de la variación de primer orden de la matriz de covarianza $\frac{\partial \mathbf{R}}{\partial x_i}$ que se obtiene resolviendo la ecuación (26).

Por otra parte, las desviaciones estándar y variación de las desviaciones estándar se obtienen de las ecuaciones (27a,b) respectivamente (Debbarma *et al.*, 2010).

$$\sigma_{x_s} = \sqrt{\mathbf{R}(1,1)} \quad ; \quad \frac{\partial \sigma_{x_s}}{\partial z_i} = \frac{1}{2} \left[\frac{\frac{\partial \mathbf{R}(1,1)}{\partial z}}{\sqrt{\mathbf{R}(1,1)}} \right] \quad (27a,b)$$

Finalmente, el valor de la desviación estándar del desplazamiento de la estructura principal con incertidumbre positiva σ_{xup} o negativa σ_{xlow} se obtiene de la ecuación (28) (Debbarma *et al.*, 2010).

$$\sigma_x = \bar{\sigma}_x \pm \delta x_i \pm \dots, \sum_{i=1}^m \frac{\partial \sigma_x}{\partial x_i} \begin{cases} \sigma_{xup} = \bar{\sigma}_x + \sum_{i=1}^m \frac{\partial \sigma_x}{\partial x_i} \pm \dots \\ \sigma_{xlow} = \bar{\sigma}_x - \sum_{i=1}^m \frac{\partial \sigma_x}{\partial x_i} \pm \dots \end{cases} \quad (28)$$

Función objetivo

Para la optimización se resuelve un problema de MIN-MAX, en el cual se determinan la razón de sintonía γ_{opt} y el coeficiente de pérdida de carga ξ_{opt} óptimos para tres casos, sin incertidumbre, con incertidumbre positiva y con incertidumbre negativa, de los parámetros del sistema con ACLS, considerando incertidumbre en los parámetros del sistema p , μ , T_s . De esta manera, la optimización se realiza del siguiente modo:

$$\begin{aligned} \text{Minimizar: } J(\gamma_{opt,up}, \xi_{opt,up}) &= \text{Min}(\sigma_{x_{sup}}) \\ J(\gamma_{opt}, \xi_{opt}) &= \text{Min}(\sigma_{x_s}) \quad (29a,b,c) \\ J(\gamma_{opt,low}, \xi_{opt,low}) &= \text{Min}(\sigma_{x_{s,low}}) \end{aligned}$$

$$0.5 < \gamma_l < 1.5 \quad 0 < \xi_l < 30 \quad (30a, b)$$

Donde σ_{xup} , σ_{xlow} y σ_{x_s} corresponden a la desviación estándar del desplazamiento en x considerando incertidumbre positiva, negativa y sin incertidumbre, respectivamente. Los rangos considerados como límites de optimización, se encuentran en la ecuación (30a,b). Se consideraron estos límites de variación de los parámetros óptimos, debido a que representan a la mayoría de las estructuras existentes. En cuanto al coeficiente de pérdida de carga, estos límites están dentro de lo aceptable en la realidad.

También es necesario restringir el movimiento del líquido de columna del amortiguador, por lo que se define una condición para que el líquido en el ACLS no sobrepase el nivel de altura de la columna del ACLS, evitando así pérdida de agua, donde $c\sigma_y$ representa el desplazamiento máximo del líquido en la columna.

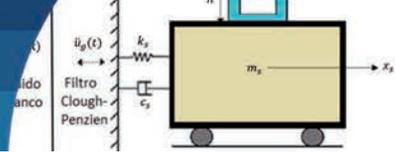
$$h - c\sigma_y \geq 0 \quad (31)$$

Donde c es el peak factor que en este estudio se consideró como 2.0.

Eficiencia del ACLS

Como criterio de evaluación de la eficiencia de un ACLS sometido a una excitación de bajo contenido de frecuencia, se utiliza la reducción de desplazamiento (RD) del sistema principal, que se le ha adicionado un ACLS óptimo.

$$RD = \left(1 - \frac{\sigma_{x c/ACLS}}{\sigma_{x s/ACLS}} \right) \cdot 100\% \quad (32)$$



Donde $\sigma_{x_c/ACLS}$ y $\sigma_{x_s/ACLS}$ corresponden a la desviación estándar de desplazamiento del sistema principal con un ACLS adicionado y sin ACLS, respectivamente.

Resultados

A continuación se entrega la sensibilidad en los parámetros óptimos, razón de frecuencia y coeficiente de pérdida de carga; en la eficiencia y raíz cuadrática media, cuando se incluye incertidumbre en la razón de masa, razón de longitud del ACLS y periodo de la estructura. Las incertidumbres incluidas en los parámetros consideradas son de 5 y 10%, en forma positiva y negativa.

Sensibilidad de los parámetros óptimos del ACLS

Influencia de la incertidumbre de la razón de masa

La Figura 2 muestra la razón de sintonía óptima γ_{opt} en la fila superior, y el coeficiente de pérdida de carga óptimo ξ_{opt} en la fila inferior, en función de la razón de masa μ_l y para un amortiguamiento del sistema $\xi_s = 0.05$. Se considera una incertidumbre en la razón de masa de ± 5 y $\pm 10\%$. Las columnas corresponden a tres periodos

de la estructura, desde la primera a la tercera columna, rígida, semiflexible y flexible, respectivamente. Las líneas de color azul, rojo y negro, corresponden a una incertidumbre de un 0, 5 y 10% respectivamente. Además, la línea continua representa una incertidumbre negativa y la línea entrecortada una incertidumbre positiva. Se observa un comportamiento muy distinto en la estructura más rígida con respecto a las más flexibles. Mientras en las estructuras más flexibles, existe un decrecimiento lineal de la razón de frecuencias óptimas y un crecimiento lineal del coeficiente de pérdida de carga, con respecto a la razón de masa. En estructuras más rígidas para razones de masa entre 0.01 y 0.05, la razón de frecuencias óptima es insensible y el coeficiente de pérdida de carga posee una pendiente negativa con respecto a este parámetro. A partir de ese valor el comportamiento de los parámetros óptimos es análogo a las estructuras más flexibles.

En cuanto a la sensibilidad a la incertidumbre en la razón de masa en los parámetros óptimos del ACLS, debido a que las rectas tienen un crecimiento lineal, la sensibilidad de la incertidumbre en porcentaje se mantiene respecto al valor óptimo. La razón de frecuencias óptimas del

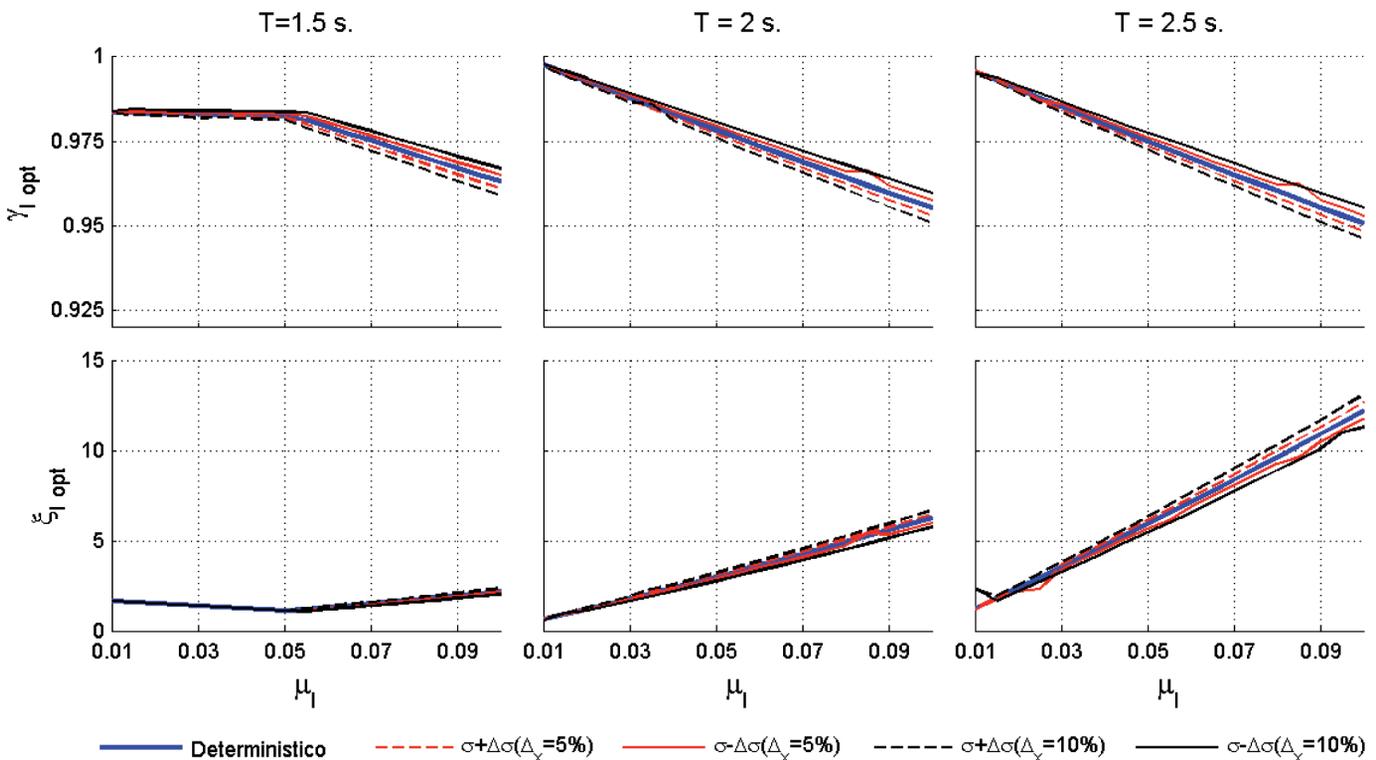
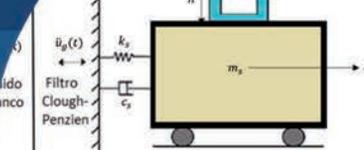


Figura 2: Parámetros óptimos del ACLS con incertidumbre en la razón de masa de ± 5 y $\pm 10\%$; $\xi_s = 0.05$



ACLS aumenta en forma lineal y es mayor para una mayor incertidumbre de la razón de masa en sentido negativo, y menor en el caso contrario. Mientras que el coeficiente de pérdida de carga aumenta, cuando la incertidumbre es negativa. Y es menor, cuando la incertidumbre es positiva.

Influencia de la incertidumbre en la razón de longitud

La Figura 3 muestra seis gráficos que contienen el comportamiento los parámetros óptimos en función de la razón de longitud y con una incertidumbre en la razón de longitud del ACLS. La distribución de los gráficos es análoga a la Figura 2.

Al igual que en la Figura 2, el comportamiento de los parámetros óptimos del ACLS en estructuras rígidas, es distinto al de las estructuras flexibles.

Se observa en la Figura 3, que la razón de frecuencias óptima del ACLS, tiende a ser casi insensible con respecto a la razón de longitud en estructuras flexibles. En estructura de rigidez intermedia disminuye levemente, con respecto a la razón de longitud. Sin embargo, en estructuras más rígidas, existe un decrecimiento en forma cuadrática con

respecto al aumento de la razón de longitud.

Por otra parte, para estructuras más flexibles e intermedias, el coeficiente de pérdida de carga se incrementa en forma lineal, a medida que aumenta la razón de longitud. En cambio, cuando la estructura es más rígida, el coeficiente de pérdida de carga tiene un valor que crece en forma cuadrática, con respecto al aumento del valor de la razón de longitud. Se observa en la Figura 3, que el valor óptimo del coeficiente de pérdida de carga en estructuras flexibles y semiflexibles, muestra la mayor sensibilidad, con respecto a una incertidumbre en la razón de longitud. Además, una incertidumbre positiva en la razón de longitud, produce un aumento del coeficiente de pérdida de carga, y que una incertidumbre negativa produce el efecto contrario en el valor de ese parámetro óptimo.

Influencia de la incertidumbre en el periodo de la estructura principal

La Figura 4 muestra la razón de sintonía γ_{opt} y el coeficiente de pérdida de carga ξ_{opt} óptimos en función del periodo de la estructura principal T_s , para un amortiguamiento del

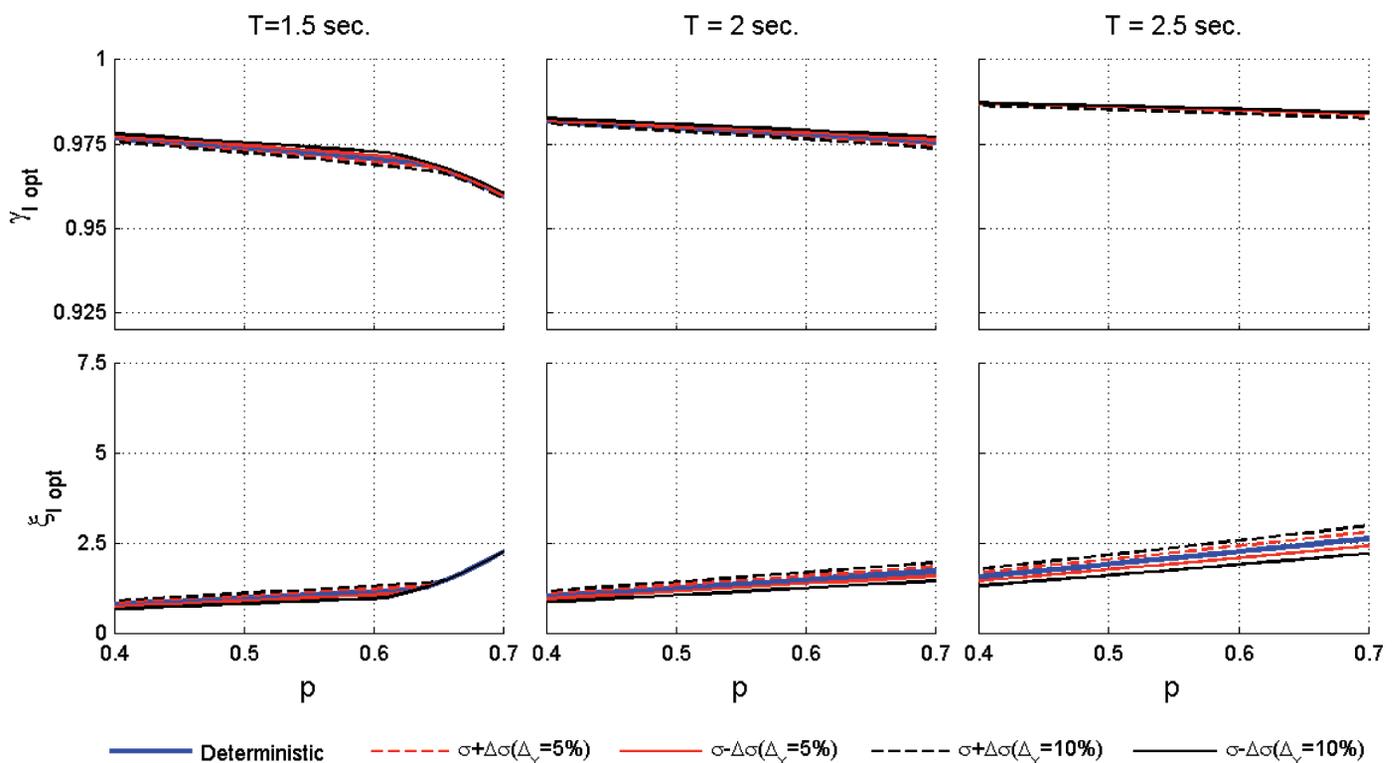


Figura 3: Parámetros óptimos del ACLS con incertidumbre en la razón de longitud de ± 5 y $\pm 10\%$; $\xi_s = 0.05$

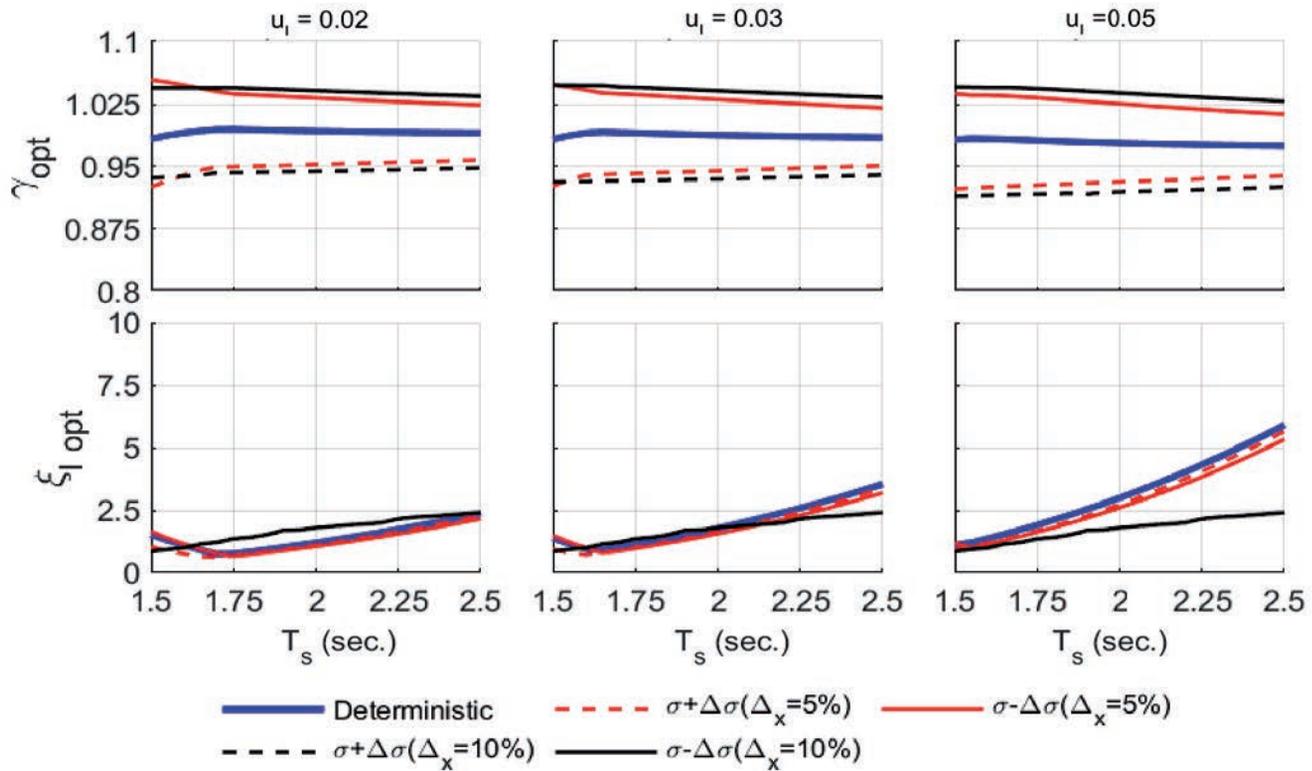
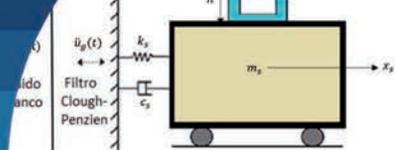


Figura 4: Parámetros óptimos del ACLS con incertidumbre en el periodo de la estructura principal de ± 5 y $\pm 10\%$; $\xi_s = 0.05$

sistema $\xi_{opt} = 0.05$. Las columnas consideran tres razones de masa del líquido, $u_1 = 0.02, 0.03$ y 0.05 , desde la columna de la izquierda a la derecha. En general, los valores usados en la práctica para razones de masa en los ACLS, están alrededor del 2%. Sin embargo, en esta investigación se han considerado valores mayores (5%), para tener una visión más clara de la tendencia del efecto de la razón de masa.

Se observa que el coeficiente de pérdida de carga aumenta en forma cuadrática a medida que la estructura es más flexible, siendo este incremento mayor a medida que aumenta la razón de masa. Respecto a la inclusión de incertidumbre en el periodo de la estructura, se observa que el valor de la razón de frecuencia óptima del ACLS es muy dependiente de ésta. Se observan variaciones en la razón de frecuencia óptima de un 5 a 7%, a medida que la estructura es más flexible. Con respecto a la sensibilidad del coeficiente de pérdida de carga óptimo, se observa que depende de la razón de masa, cuando esta es mayor. Cuando la razón de masa es muy alta, la sensibilidad es mayor, provocando una reducción del valor del coeficiente de pérdida de carga óptimo del ACLS.

Eficiencia respecto a parámetros del sistema

En los gráficos siguientes, se analiza la influencia de la incertidumbre en los parámetros del sistema, en la eficiencia del ACLS. La eficiencia se medirá como un porcentaje de reducción de la desviación estándar del desplazamiento del sistema controlado por una ACLS, con respecto a uno no controlado. La expresión (32) se ocupará en el cálculo de la eficiencia.

Sensibilidad de la eficiencia con respecto a la razón de masa

La Figura 5 muestra la eficiencia de la estructura para una variación de la razón de masa desde un 1 a 10%. Cada columna corresponde a un periodo de la estructura, desde una estructura rígida a una flexible, de izquierda a derecha. Se observa un aumento en la eficiencia del ACLS, a medida que la razón de masa es mayor. Sin embargo, sólo se observa sensibilidad en la eficiencia ante una incertidumbre en la razón de masa, en estructuras muy flexibles. Ante una incertidumbre positiva de un 5%, aumentando el valor de la eficiencia.

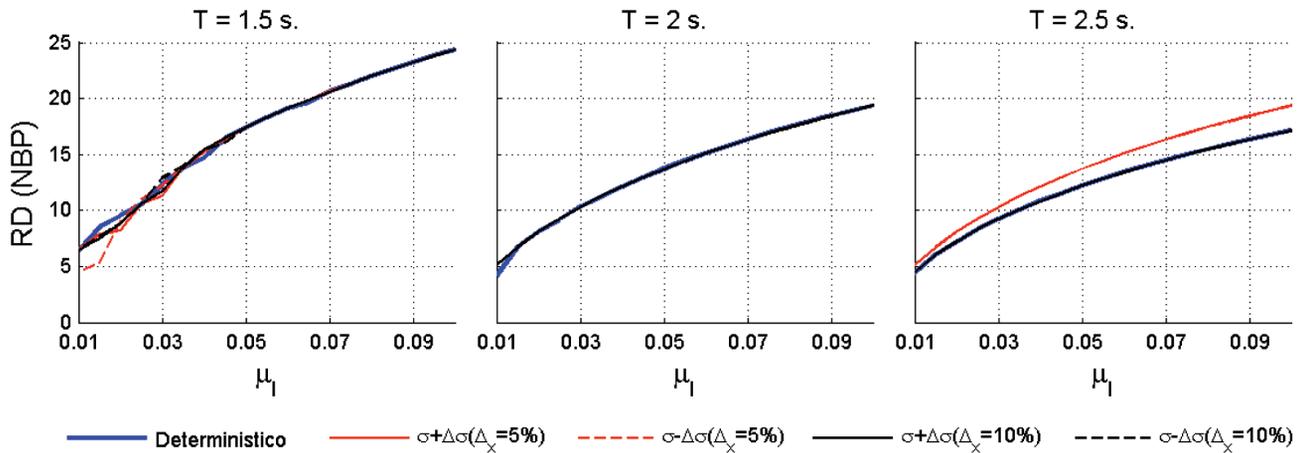
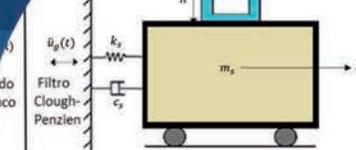


Figura 5: Porcentaje de reducción del desplazamiento de la estructura con un ACLS óptimo con incertidumbre en la razón de masa de ± 5 y $\pm 10\%$; $\xi_s = 0.05$

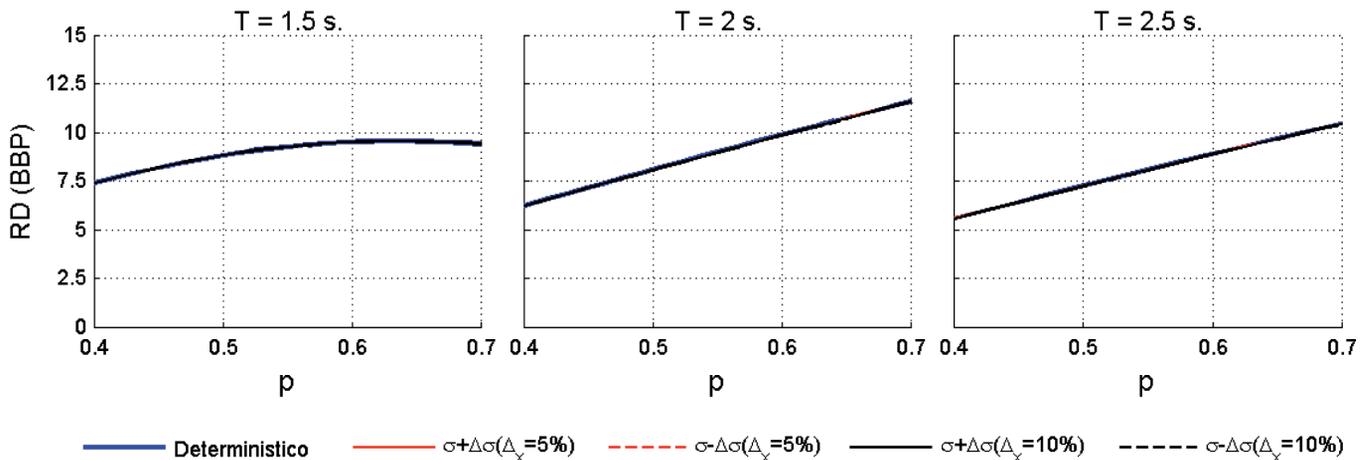


Figura 6: Porcentaje de reducción del desplazamiento de la estructura con un ACLS óptimo con incertidumbre en la razón de longitud de ± 5 y $\pm 10\%$; $\xi_s = 0.05$

Sensibilidad de la eficiencia con respecto a la razón de longitud

La Figura 6 muestra un comportamiento en la eficiencia distinto en estructuras muy rígidas, respecto a las más flexibles. En estructuras rígidas, la eficiencia alcanza un máximo de un 10% para una razón de longitud de 0.6. En estructuras más flexibles, se observa un crecimiento lineal de la eficiencia. Por otra parte, no se aprecia ninguna sensibilidad, al introducir una incertidumbre en la razón de longitud, en la reducción de desplazamiento de un sistema controlado por un ACLS óptimo.

Sensibilidad de la eficiencia respecto al periodo de la estructura

La Figura 7 muestra el porcentaje de reducción de desplazamiento en función del periodo de la estructura principal. Se observan tres columnas cada una para una razón de masa. Las razones de masa crecen desde la columna de la izquierda hacia la derecha.

Se observa que la eficiencia del ACLS aumenta a medida que aumenta la razón de masa, y es prácticamente insensible respecto al periodo de la estructura principal, en estructuras de menor masa. Sin embargo, cuando aumenta la razón de masa y la flexibilidad de la estructura, la

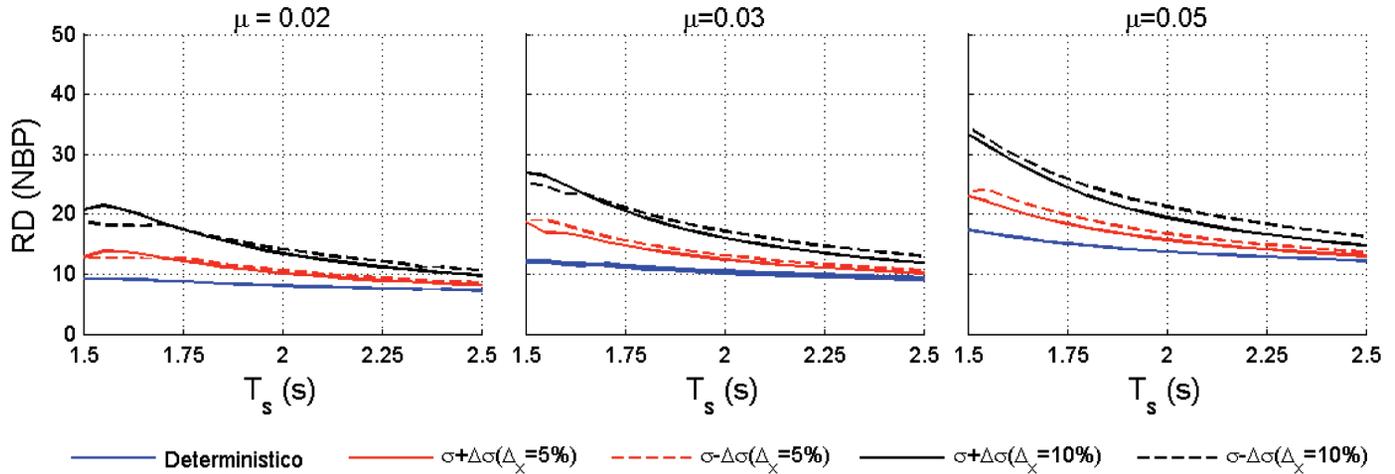
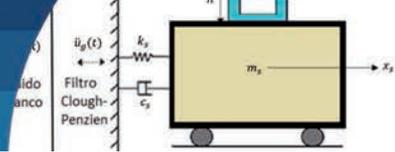


Figura 7: Porcentaje de reducción del desplazamiento de la estructura con un ACLS óptimo con incertidumbre en el periodo de la estructura de ± 5 y $\pm 10\%$; $\xi_s = 0.05$

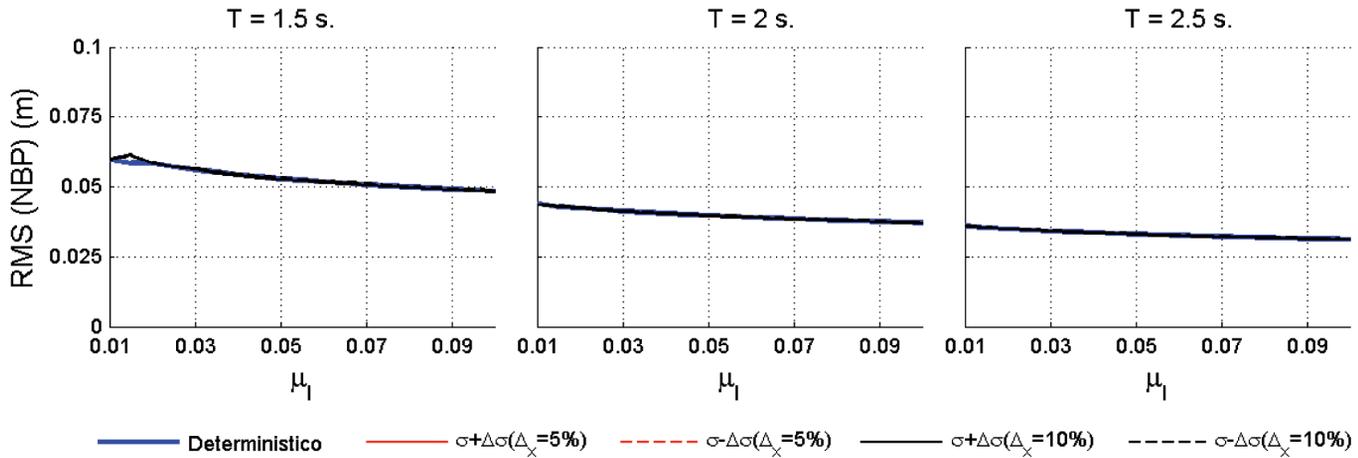


Figura 8: RMS de desplazamiento de la estructura con un ACLS óptimo con incertidumbre en la razón de masa de ± 5 y $\pm 10\%$; $\xi_s = 0.05$

eficiencia del ACLS disminuye. Por otra parte, la Figura 7 muestra una gran sensibilidad a una incertidumbre en el periodo de la estructura. Por lo que, si existe un error en la determinación del valor correcto del periodo de la estructura, se produce una gran diferencia en el valor de la eficiencia. Sin embargo, en este caso, la eficiencia aumenta con la incertidumbre, por lo que no perjudicaría el comportamiento de la estructura.

Raíz cuadrática media del desplazamiento de la estructura

En las Figuras 8 a 10, se muestra la raíz cuadrática media RMS del desplazamiento del sistema principal, con respecto a parámetros del sistema, cuando se ha incluido una incertidumbre en ellos.

Influencia en la RMS de una incertidumbre en la razón de masa

La Figura 8 muestra la RMS en función de la razón de masa, para tres periodos de estructuras, $T = 1.5, 2.0$ y 2.5 s. Se observa que existe una disminución del desplazamiento, a medida que aumenta la razón de masa y aumenta la flexibilidad de la estructura. Se observa también que el RMS de desplazamiento de la estructura principal es insensible a la inclusión de incertidumbre en los parámetros.

Influencia en la RMS de la razón de longitud

La Figura 9 muestra la RMS del desplazamiento de la estructura, en función de la razón de longitud, y para periodos de la estructura principal de $1.5, 2.0$ y 2.5 s, lo que representa estructuras más rígidas a más flexibles. Se

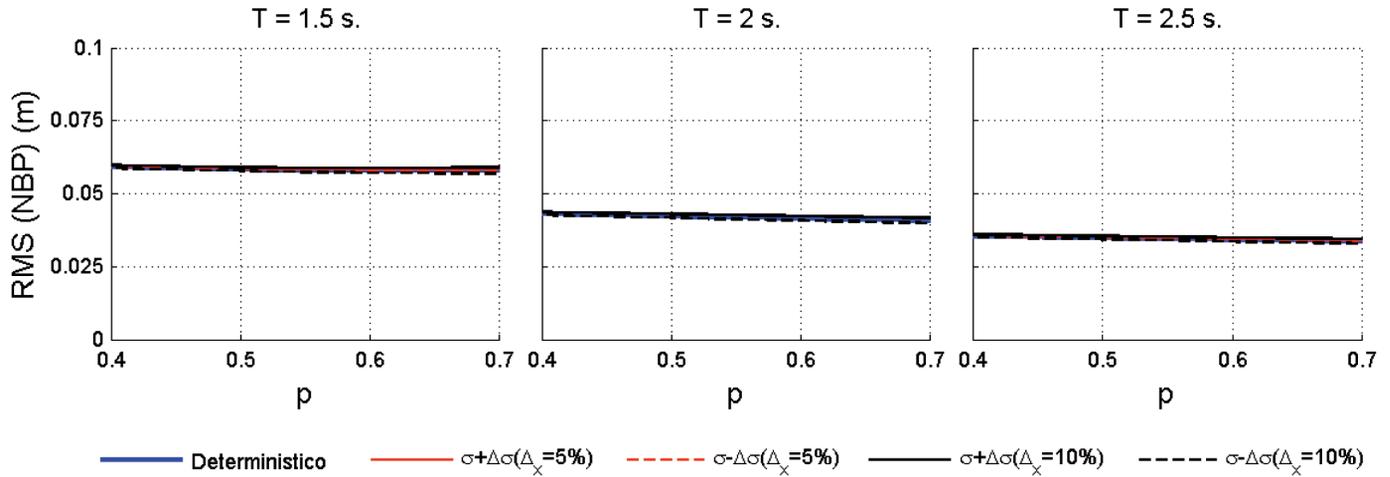
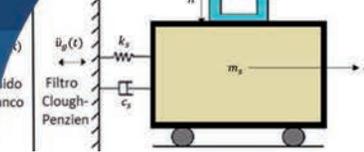


Figura 9: Porcentaje de reducción del desplazamiento de la estructura con un ACLS óptimo, con incertidumbre en la razón de longitud de ± 5 y $\pm 10\%$; $\xi_s = 0.05$

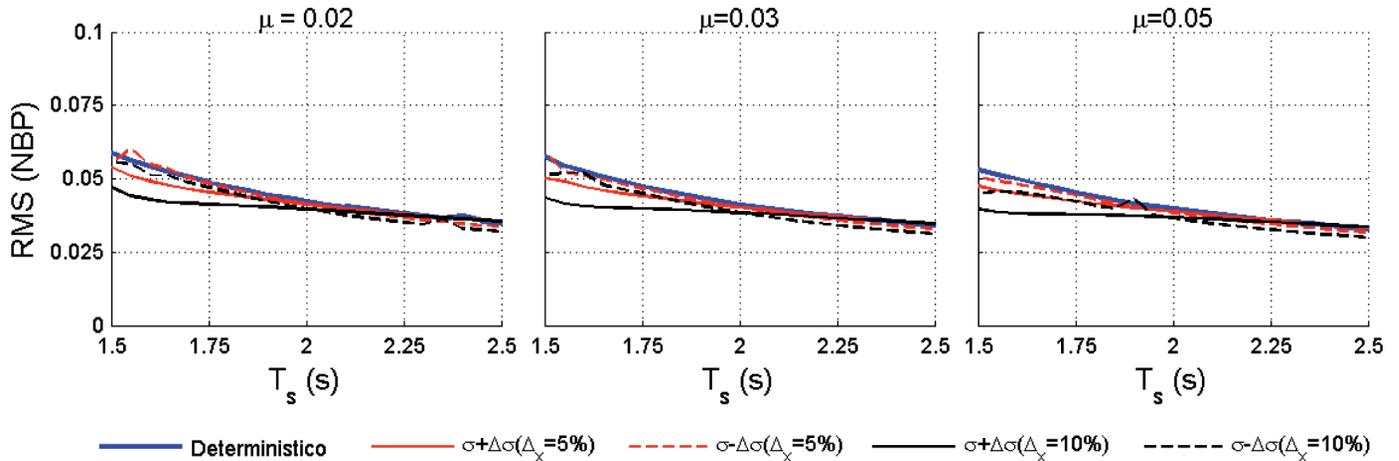


Figura 10: RMS del desplazamiento de la estructura con un ACLS óptimo con incertidumbre en el periodo de la estructura de un 5%, 10% positiva y negativa; $\xi_s = 0.05$

observa que el RMS del desplazamiento, es insensible a la razón de longitud, y disminuye con la flexibilidad de la estructura. Por otra parte, existe una insensibilidad de la RMS de desplazamiento de la estructura, cuando se incluye incertidumbre en la razón de longitud.

Influencia en la RMS del periodo de la estructura principal

La Figura 10 muestra el RMS de desplazamiento de la estructura principal respecto al periodo de la estructura, para tres razones de masa.

Se observa que existe una reducción en la RMS, a medida que la estructura es más flexible, siendo prácticamente insensible a la razón de masa. Por otra parte, se observa que

existe sensibilidad a una inclusión de incertidumbre en el periodo de la estructura, siendo más notoria en estructuras más rígidas.

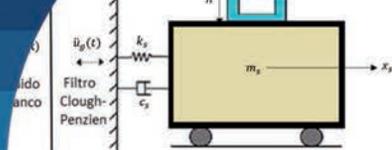
Conclusiones

De la investigación realizada, se concluye lo siguiente:

La introducción de incertidumbre en parámetros del ACLS, razón de masa, razón de longitud y el periodo de la estructura, afecta el comportamiento de los parámetros de diseño del dispositivo.

Las mayores variaciones en los parámetros óptimos se producen para razones de masa altas, mayores al 7%.

Una incertidumbre en la razón de longitud produce una



variación significativa en el valor del coeficiente de pérdida de carga óptimo.

Una incertidumbre en el periodo de la estructura provoca un efecto notorio en el valor de la razón de sintonía óptima del ACLS. Un porcentaje de incertidumbre de un 10%, produce variaciones en la razón de sintonía de hasta un 7%.

La reducción y media cuadrática de desplazamiento de la estructura sólo es sensible a una incertidumbre en el periodo de la estructura.

Agradecimientos

Los autores agradecen a la Universidad del Bío-Bío por el financiamiento otorgado para el desarrollo de esta investigación a través de Proyecto Regular de Investigación DIUBB 2060542 IF/R.

Referencias

Chakraborty, S., Debbarma, R. and Marano, G.C. (2012). Performance of tuned liquid column dampers considering maximum liquid motion in seismic vibration control of structures. *Journal of Sound and Vibration* **331**(7), 1519–1531

Debbarma, R., Chakraborty, S. and Ghosh, S.K. (2010). Optimum design of tuned liquid column dampers under stochastic earthquake load considering uncertain bounded system parameters. *International Journal of Mechanical Sciences* **52**(10), 1385-1393

Espinoza, G., Saavedra, J., Gajardo, K., Suazo, A. y Cifuentes, C. (2021). Eficiencia de un amortiguador de columna de líquido considerando una excitación sísmica de alto contenido de frecuencias e incertidumbre. *Obras y Proyectos* **29**, 67-79

Espinoza, G., Sagredo, G. y Suazo, A. (2020a). Análisis de la eficiencia de un amortiguador combinado sintonizado con incertidumbre en los parámetros sometido a una excitación sísmica de alto contenido de frecuencias. *Obras y Proyectos* **28**, 58-67

Espinoza, G., Rivas, S. y Suazo, A. (2020b). Análisis de la eficiencia de un amortiguador combinado sintonizado con incertidumbre en los parámetros sometido a excitaciones sísmicas de bajo contenido de frecuencias. *Obras y Proyectos* **28**, 68-77

Espinoza, G., Carrillo, C. and Suazo, A. (2018). Analysis of a tuned liquid column damper in non-linear structures subjected to seismic excitations. *Latin American Journal of Solids and Structures* **15**(7), e91

Furtmüller, T., Di Matteo, A., Adam, C. and Pirrotta, A. (2019). Base-isolated structure equipped with tuned liquid column damper: An experimental study. *Mechanical Systems and Signal Processing* **116**, 816-831

Ghosh, A. and Basu, B. (2005). Effect of soil interaction on the performance of liquid column dampers for seismic applications. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **34**(11), 1375-1389

Rozas, L., Boroschek, R.L., Tamburrino, A. and Rojas, M. (2015). A bidirectional tuned liquid column damper for reducing the seismic response of buildings. *Structural Control and Health Monitoring* **23**(4), 621–640

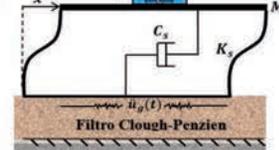
Saitua, F., Lopez-Garcia, D. and Taflanidis, A.A. (2018). Optimization of height-wise damper distributions considering practical design issues. *Engineering Structures* **173**, 768-786

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

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

Xu, Y.L., Samali, B. and Kwok, K.C.S. (1992). Control of along-wind response of structures by mass and liquid dampers. *Journal of Engineering Mechanics* **118**(1), 20-39

Zhu, F., Wang, J.T., Jin, F. and Altay, O. (2015). Real-time hybrid simulation of single and multiple tuned liquid column dampers for controlling seismic-induced response. *6th International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering*, University of Illinois, Urbana-Champaign, USA



Eficiencia de un amortiguador de columna de líquido considerando una excitación sísmica de alto contenido de frecuencias e incertidumbre

Efficiency of a tuned liquid column damper considering a seismic excitation of high frequency content and uncertainty

Fecha de entrega: 19 de octubre 2020

Fecha de aceptación: 31 de marzo 2021

Gilda Espinoza, Juan Saavedra, Kristel Gajardo, Álvaro Suazo y Carlos Cifuentes

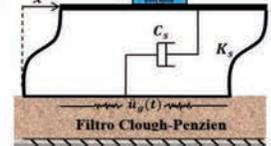
Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío-Bío, Avenida Collao 1202, Casilla 5-C, Concepción, Chile, gespinoz@ubiobio.cl, juan.saavedra.ma@gmail.com, kgajardo@egresados.ubiobio.cl, asuazo@ubiobio.cl, cacifue@egresados.ubiobio.cl

En esta investigación se estudia el comportamiento de una estructura de un grado de libertad sometida a una excitación sísmica estocástica de alto contenido de frecuencias, la cual es controlada por un amortiguador de columna de líquido sintonizado (ACLS) óptimo, cuando se introduce incertidumbre en algunos parámetros del sistema. Se analiza la influencia en el comportamiento de los parámetros óptimos del ACLS, en la eficiencia medida como reducción del desplazamiento del sistema principal y en la raíz cuadrática media (RMS) de desplazamiento de la estructura. Se realiza una linealización estadística equivalente para incluir la naturaleza no lineal del ACLS. Los parámetros óptimos de ACLS son la razón de frecuencias y el coeficiente de pérdida de carga. La optimización del ACLS se realiza minimizando la reducción de la desviación estándar del desplazamiento de la estructura principal. La incertidumbre es ingresada en la razón de masa, la razón de longitud y el coeficiente de pérdida de carga. Se analiza el comportamiento de la eficiencia, medida como una reducción porcentual del desplazamiento al incluir un ACLS óptimo y el RMS del desplazamiento, ante la inclusión de incertidumbre en los parámetros antes mencionados. Se encuentra que la introducción de incertidumbre en el periodo de la estructura produce la mayor sensibilidad en los parámetros óptimos del ACLS, la eficiencia y el RMS del desplazamiento de la estructura. Esto se produce principalmente en estructuras rígidas y con una razón de masa pequeña. Por otra parte, una incertidumbre en la razón de masa, y en la razón de longitud del ACLS, no produce variaciones en la eficiencia ni en el RMS de desplazamiento de la estructura.

Palabras clave: ACS, ACLS, incertidumbre en los parámetros, análisis estocástico, alto contenido de frecuencia

In this research the behaviour of a one degree of freedom structure controlled by an optimal tuned liquid column damper (TLCD) and subjected to stochastic seismic excitations of high frequency content is studied. Uncertainty is introduced in some system parameters. The influence on the behaviour of the optimal TLCD parameters, on the efficiency measured as reduction of main system displacement and on the root mean square (RMS) displacement of the structure is analysed. An equivalent statistical linearization is performed to include the non-linear nature of the TLCD. The optimal TLCD parameters are the frequency ratio and the pressure drop coefficient. TLCD optimization is performed by minimizing the standard deviation reduction of mainframe displacement. The uncertainty is entered into the mass ratio, length ratio, and head loss coefficient. The behaviour of the efficiency is analysed, measured as a percentage reduction of the displacement when including an optimal TLCD and the RMS of the displacement, before the inclusion of uncertainty in the aforementioned parameters. It is found that the introduction of uncertainty in the period of the structure produces the highest sensitivity in the optimal parameters of the TLCD, the efficiency and the RMS of the displacement of the structure. This occurs mainly in rigid structures and with a small mass ratio. On the other hand, an uncertainty in the mass ratio, and length ratio of the TLCD does not produce variations in the efficiency or in the RMS of displacement of the structure.

Keywords: TLCD, parameter uncertainty, stochastic analysis, high frequency content



Introducción

El diseño de estructuras se debe hacer bajo la ley de diseño sismorresistente, C (capacidad) $>$ D (demanda). Tradicionalmente esta ecuación se puede satisfacer a través del aumento de la capacidad de la estructura. Por medio de otorgar suficiente resistencia para resistir solicitaciones, además de proporcionar seguridad y serviciabilidad a las personas que se encuentren en ellas. En Chile las excitaciones son de alto contenido de frecuencias. Esto queda plasmado en el espectro de diseño de la norma chilena NCh433 (2009). En los últimos treinta años, se han generado nuevas metodologías y sistemas dinámicos con el objetivo de reducir la ecuación capacidad versus demanda a través de la reducción de la demanda por medio de la modificación de las características dinámicas de las estructuras al incluir un dispositivo de protección sísmica. Dentro de los estudios que se han realizado, se encuentran los sistemas de efecto masa, en los que se distinguen dos tipos, el amortiguador de masa sintonizado AMS y el amortiguador de columna de líquido sintonizado ACLS.

El ACLS es un tubo en forma de U que contiene líquido en su interior, generalmente agua y en su parte inferior horizontal posee un orificio que genera una pérdida de carga (Chakraborty *et al.*, 2012). Uno de los primeros estudios corresponde a Balendra *et al.* (1995), quienes estudian la eficiencia de los ACLS en el control de las vibraciones inducidas por viento para una gama torres con distintas frecuencias. Concluyen que el desempeño del ACLS no depende sólo de la razón de sintonía, sino también de la razón de apertura del orificio.

Shum y Xu (2002) realizan un ensayo experimental para analizar el rendimiento de múltiples amortiguadores de columna de líquido óptimos (MACLS) en el control de torsión en una estructura. Construyen un modelo de acero, el que es solicitado por vibraciones armónicas forzadas en la base de la estructura, por medio de una plataforma de prueba. Los resultados arrojan que los MACLS poseen un mayor rendimiento que un ACLS con la misma cantidad de agua. Desarrollan también ecuaciones para un sistema MACLS-estructura bajo excitaciones basales armónicas o del tipo ruido blanco y comparan los resultados con la investigación experimental.

Shum (2009) desarrolla un esquema de fórmula cerrada

para obtener los parámetros óptimos de diseño de un ACLS, para el caso de una estructura principal no amortiguada. Optimizan la respuesta a través de dos puntos invariantes, validando su propuesta a través de la comparación de resultados con el método iterativo convencional.

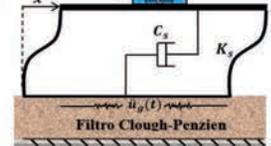
Lee *et al.* (2010) estudian experimentalmente la variación de las características dinámicas del ACLS, respecto a excitaciones de distinta amplitud. Concluyen que la frecuencia natural, factor de amortiguamiento, relación entre la masa de líquido y la masa de líquido horizontal afectan el comportamiento dinámico del ACLS.

Investigaciones más recientes realizadas por Zhu *et al.* (2015) plantean la utilización de la técnica de simulación híbrida en tiempo real, con un prototipo de un ACLS, que es modelado como una subestructura física y sometido a excitaciones basales a través de una mesa vibratoria, mientras que la estructura principal se simula numéricamente en un computador. Con esta técnica estudian la eficiencia del ACLS, en la reducción de las respuestas modales. Di Matteo *et al.* (2015) proponen una ecuación diferencial fraccional del movimiento, que describe con precisión el movimiento del líquido en el contenedor, comparan su propuesta con pruebas experimentales.

Otras investigaciones modifican el diseño del ACLS con el objetivo de obtener una mayor eficiencia, dentro de estas se destaca la realizada por Rozas *et al.* (2016), quienes proponen un ACLS bidireccional, compuesto por dos ACLS ubicados en dirección ortogonal. Concluyen que este tipo de configuración disminuye la respuesta ante eventos sísmicos en dos direcciones perpendiculares, requiriendo una menor masa de agua con respecto a dos ACLS equivalentes.

Espinoza *et al.* (2018) analizan el comportamiento de una estructura no lineal a la cual se le añade un ACLS óptimo ante excitaciones sísmicas estocásticas. La optimización del ACLS se realiza minimizando el desplazamiento del sistema estructural, la reducción de la energía histerética y un ponderado de ambos. Concluyen que el ACLS se sintoniza con la segunda frecuencia lineal equivalente, cuando la excitación es de ancho de banda amplio, y se sintoniza con la frecuencia predominante del input cuando la excitación es de ancho de banda angosto.

Pabarja *et al.* (2019) investigan la eficiencia de un ACLS



óptimo en el control de estructuras con irregularidad vertical. Estudian el comportamiento de una estructura de tres pisos, cuando es sometida a pruebas de vibración libre y forzada. Concluyen que, existen diferencias con el caso de estructuras regulares, si se diseña un ACLS en la forma tradicional.

Debbarma *et al.* (2010) investigan el comportamiento de una estructura cuando se introduce incertidumbre en los parámetros de una estructura controlada por un ACLS óptimo. La incertidumbre se realiza mediante un desarrollo en serie de Taylor, respecto a los parámetros con incertidumbre, de la matriz de covarianza y de las matrices de espacio de estado, en la ecuación de Lyapunov.

Espinoza *et al.* (2020a,b) analizan la eficiencia del ACS, el que consiste en un amortiguado de masa sintonizado (AMS) unido a un amortiguador de líquido sintonizado (ACLS). Se ingresa incertidumbre en los parámetros sometidos a excitaciones sísmicas del alto contenido de frecuencias (Espinoza *et al.*, 2020a) y bajo contenido de frecuencias (Espinoza *et al.*, 2020b). Los resultados más importantes muestran que en el caso de sismos de alto contenido de frecuencias, el parámetro más sensible es el coeficiente de pérdida de carga, ante una incertidumbre en la razón de longitud. Y en el caso de bajo contenido de frecuencias, la eficiencia del ACS es máxima cuando el periodo de la estructura coincide con el periodo predominante de la excitación sísmica.

Se concluye que la eficiencia del ACS y RMS de desplazamiento de la estructura principal, es insensible a una incertidumbre menor a un 10%, tanto de la razón de masa y de la razón de longitud.

Debbarma *et al.* (2010) no analizan la eficiencia de un ACLS sobre una estructura cuando es sometida a una excitación aleatoria de alto contenido de frecuencia típica de Chile. Por lo tanto, el objetivo de esta investigación, es analizar el comportamiento de un ACLS óptimo en una estructura controlada, cuando es sometida a excitaciones sísmicas de alto contenido de frecuencias, compatibles con sismo chileno derivado del espectro chileno NCh 2745 (2013), considerando incertidumbre en los parámetros del sistema. El caso de excitación sísmica con bajo contenido de frecuencias con incertidumbre es analizado en Espinoza *et al.* (2021).

Modelo estructural y ecuaciones de movimiento

Modelo estructural

La Figura 1 muestra el modelo de estudio M1. El modelo M1 consiste en una estructura lineal de un grado de libertad x_s , a la que se le ha adicionado un amortiguador de columna de líquido sintonizado ACLS. Este es un tubo en forma de U con agua en su interior y posee un orificio en la parte inferior horizontal. Las variables que se consideran en el modelo son la rigidez elástica k_s , amortiguamiento c_s y la masa de la estructura principal m_s . Los parámetros del ACLS son la longitud de la parte horizontal del tubo b_h , altura de la columna de líquido h ; x es el desplazamiento de la estructura principal en el eje horizontal, y es el desplazamiento del líquido dentro de la columna en el eje vertical. La aceleración del suelo es expresada como \ddot{u}_g .

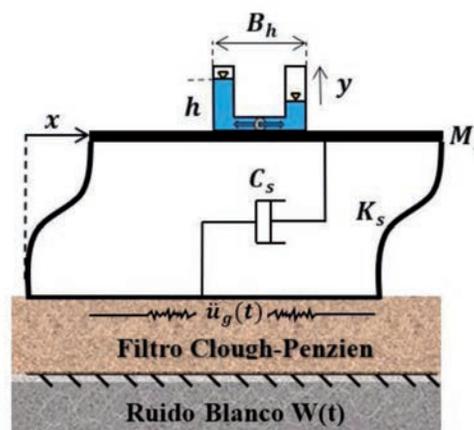


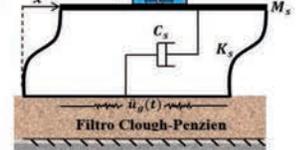
Figura 1: Modelo del estudio

Ecuaciones de movimiento de M_1

La ecuación (1) corresponde a la ecuación del movimiento de un sistema con un ACLS sometida a una aceleración vertical (Sakai *et al.*, 1989):

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

donde $L_e = 2h + B_h$ es la longitud efectiva de la columna líquida, ρ es la densidad del líquido contenida por el ACLS, A es el área de la sección transversal y g es la aceleración de gravedad. El coeficiente de pérdida de carga corresponde a ξ , controlado por el diámetro del orificio de la porción horizontal del ACLS. La ecuación (1) es linealizada estadísticamente, quedando como la ecuación (2).



$$\rho AL_e \ddot{y} + 2\rho A c_p \dot{y} + 2\rho g A y = -\rho AB_h (\ddot{x} + \ddot{u}_g) \quad (2)$$

Si se asume un proceso estacionario Gaussiano de media cero el coeficiente de amortiguación lineal equivalente c_p se muestra en la ecuación (3):

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

donde σ_y representa la desviación estándar de la velocidad del líquido. Si la ecuación (2) se normaliza respecto a la masa del líquido se tiene:

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

donde $p = \frac{B_h}{L_e}$ se define como la razón de longitud (Chakraborty *et al.*, 2012). Por otra parte, $\omega_l = \sqrt{\frac{2g}{L_e}}$ es la frecuencia del líquido y $\gamma = \frac{\omega_l}{\omega_s}$ la razón de sintonía. Además, ω_s es la frecuencia desacoplada de la estructura principal.

Ecuaciones de movimiento del sistema principal con ACLS

La ecuación de movimiento de M_1 se muestra en la ecuación (5):

$$(m_s + \rho AB_h + 2\rho h A) \ddot{x} + c_s \dot{x} + k_s x = -(m_s + \rho AB_h + 2\rho h A) \ddot{u}_g - \rho AB_h \ddot{y} \quad (5)$$

donde $m_1 = \rho AB_h + 2\rho h A$ y corresponde a la masa del líquido contenido en el ACLS. Reemplazando en (5) se obtiene la ecuación (6):

$$(m_s + m_1) \ddot{x} + c_s \dot{x} + k_s x = -(m_s + m_1) \ddot{u}_g - \rho A p L_e \ddot{y} \quad (6)$$

Se define como la razón de masa del ACLS, el cociente entre la masa del líquido y la masa del sistema principal:

$$\mu = \frac{\rho A L_e}{m_s} \quad (7)$$

Dividiendo (6) respecto a la masa del sistema principal m_s :

$$(1 + \mu) \ddot{x} + \frac{c_s}{m_s} \dot{x} + \frac{k_s}{m_s} x = -(1 + \mu) \ddot{u}_g - \mu p \ddot{y} \quad (8)$$

Las ecuaciones (4) y (8) pueden expresarse matricialmente de la siguiente forma:

$$\begin{bmatrix} 1 & p \\ \mu p & (1 + \mu) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y} \\ \ddot{x} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{2c_p}{L_e} & 0 \\ 0 & 2\xi_s \omega_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{y} \\ \dot{x} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{2g}{L_e} & 0 \\ 0 & \omega_s^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y \\ x \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} p \\ (1 + \mu) \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \quad (9)$$

Expresando (9) en forma matricial resulta:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K} \mathbf{u} = -\mathbf{M} \mathbf{r} \ddot{u}_g \quad (10)$$

La ecuación (11a) muestra el vector de grados de libertad \mathbf{u} y (11b) corresponde al vector de colocación del input.

$$\mathbf{u} = \{x \ y\}^T \quad \mathbf{r} = \{0 \ 1\}^T \quad (11a,b)$$

\mathbf{M} es la matriz de masa, \mathbf{C} es la matriz de amortiguamiento y \mathbf{K} la matriz de rigidez del modelo M_1 . Por otra parte, si planteamos el problema de segundo orden, por una formulación en espacio de estado de M_1 . Entonces se define el vector de estado \mathbf{X}_1 como se muestra en la ecuación (12a):

$$\mathbf{X}_1 = \{x_s \ y \ \dot{x}_s \ \dot{y}\}^T \quad (12a)$$

Con lo que se tiene la ecuación de estado (12b):

$$\dot{\mathbf{X}}_1 = \mathbf{A} \mathbf{X}_1 + \mathbf{B}_u \ddot{u}_g \quad (12b)$$

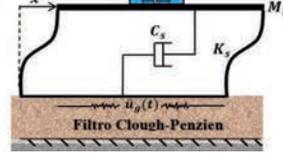
La matriz de estado del modelo M_1 se muestra en la ecuación (13a), el vector de colocación de excitación sísmica en la ecuación (13b) y la matriz de influencia del input en la ecuación (13c).

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} \mathbf{0}_{2 \times 2} & \mathbf{I}_{2 \times 2} \\ \mathbf{M}^{-1} \mathbf{K} & \mathbf{M}^{-1} \mathbf{C} \end{bmatrix} \quad \mathbf{B}_u = \begin{bmatrix} \mathbf{0}_{2 \times 1} \\ -\mathbf{M}^{-1} \mathbf{m}^* \end{bmatrix} \quad (13a,b)$$

$$\mathbf{M}^* = \begin{bmatrix} 1 + \mu & 0 \\ 0 & \mu \end{bmatrix} \quad (13c)$$

Optimización Tipo de excitación sísmica

Se realiza un análisis estocástico de sometido a una excitación sísmicas de alto contenido de frecuencias. El input sísmico se obtiene a través del ajuste de un filtro de Clough-Penzien (14), que se define como Densidad de



Potencia Espectral $S_g(\omega)$, a un sismo derivado de la norma chilena NCh2745 (2013) para suelo tipo B.

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

Por otra parte, S_o es la intensidad del ruido blanco ω_g , ξ_g , ω_f y ξ_f son la frecuencia y amortiguamiento del estrato de suelo y del filtro, respectivamente. Estos parámetros se ajustan por mínimos cuadrados. Los valores de los parámetros del filtro se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1: Parámetros del filtro Clough-Penzien

Tipo de entrada	Parámetros				
	S_o	ω_g , rad/s	ω_f , rad/s	ξ_g	ξ_f
BBP	207.23	16.57	3.02	0.491	0.480

BBP: Broad band process

El vector de estado del filtro, se define como (Saitua *et al.*, 2018):

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

Por otra parte, la ecuación de estado del filtro:

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

donde $W(t)$ es la intensidad de ruido blanco que se calcula a partir de la relación (17):

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

siendo $\sigma_{\ddot{u}_g}^2$ la varianza de la aceleración del suelo y PGA (*peak ground acceleration*) la aceleración máxima del suelo, en esta investigación se utilizó $PGA = 0.3g$, donde g es la aceleración de gravedad. Por otra parte, \mathbf{A}_f en la ecuación (18) es la matriz de estado del filtro, \mathbf{C}_f en (19a) es el vector de amortiguamiento del filtro, y \mathbf{B}_f en (19b) es el vector de colocación de excitación sísmica del filtro.

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

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

Entonces el vector y ecuación de estado del M_1 se encuentran en las ecuaciones (20) y (21).

$$\mathbf{X}_2 = \{x \dot{x} \dot{y} x_g \dot{x}_g x_f \dot{x}_f\}^T \quad (20)$$

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

Y además, su matriz de estado y vector de colocación de excitación sísmica se muestran en las ecuaciones (22a) y (22b):

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

Ahora, expandiendo el estado, para incluir el filtro:

$$\begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{X}}_2 \\ \dot{\mathbf{X}}_f \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{A} & \mathbf{B}_u \mathbf{C}_f \\ \mathbf{0} & \mathbf{A}_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{X}_2 \\ \mathbf{X}_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{B}_f \end{Bmatrix} W(t) \quad (23)$$

Incertidumbre en los parámetros

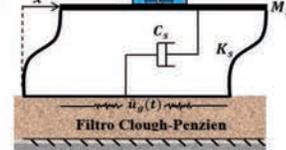
Los parámetros considerados para incluir una incertidumbre positiva y negativa de 5 y 10% fueron la razón de longitud p , razón de masa μ y el periodo T_s . Se consideraron 3 tipos diferentes de 1.5, 2.0 y 2.5 s, correspondientes a estructuras rígidas, semi-flexibles y flexibles, respectivamente, con el objetivo de analizar las estructuras más comunes. Para introducir incertidumbre en los parámetros, se obtiene la matriz de covarianza a través de la resolución de la ecuación de Lyapunov, expandida a través de una serie de Taylor, hasta primer orden (ecuación (25)), donde R corresponde a la matriz de covarianza del sistema completo, sin incertidumbre. Como resultado, se tiene la ecuación de Lyapunov sin considerar incertidumbre:

$$\overline{\mathbf{A}_1} \overline{\mathbf{R}} + \overline{\mathbf{R}} \overline{\mathbf{A}_1}^T + \overline{\mathbf{B}_1} W = 0 \quad (24)$$

Para agregarle la incertidumbre, se deriva la variación con respecto al parámetro x_i :

$$\overline{\mathbf{A}_1} \frac{\partial R}{\partial x_i} + \overline{\mathbf{R}} \frac{\partial \mathbf{A}_1}{\partial x_i} + \overline{\mathbf{R}} \frac{\partial \mathbf{A}_1^T}{\partial x_i} + \mathbf{A}_1^T \frac{\partial R}{\partial x_i} + \overline{\mathbf{B}_1} W = 0 \quad (25)$$

donde $x_i = \{p, \mu, T_s\}$ son los parámetros a los que se le agrega incertidumbre. Para agregar la incertidumbre



positiva y negativa, se calcula la desviación estándar de la media cuadrática, donde la media cuadrática en nuestra investigación es la desviación estándar de desplazamiento lateral de la estructura σ_x quedando nuestro sistema de incertidumbre de parámetros como sigue (Debbarma *et al.*, 2010):

$$\sigma_x = \bar{\sigma}_x \pm \delta x_i \pm \dots, \sum_{i=1}^m \frac{\partial \sigma_x}{\partial x_i} \begin{cases} \sigma_{xup} = \bar{\sigma}_x + \sum_{i=1}^m \frac{\partial \sigma_x}{\partial x_i} \pm \dots \\ \sigma_{xlow} = \bar{\sigma}_x - \sum_{i=1}^m \frac{\partial \sigma_x}{\partial x_i} \pm \dots \end{cases} \quad (26)$$

Función objetivo

El problema de optimización a resolver es un problema de MIN-MAX, en el cual se requiere determinar la razón de sintonía γ_{opt} y el coeficiente de pérdida de carga ξ_{opt} del sistema con ACLS, considerando incertidumbre en los parámetros del sistema. De esta manera, la optimización se puede representar del siguiente modo:

$$\begin{aligned} \text{Minimizar: } J(\gamma_{opt_up}, \xi_{opt_up}) &= \text{Min}(\sigma_{x_sup}) \\ J(\gamma_{opt}, \xi_{opt}) &= \text{Min}(\sigma_{x_s}) \\ J(\gamma_{opt_low}, \xi_{opt_low}) &= \text{Min}(\sigma_{x_low}) \end{aligned} \quad (27a,b,c)$$

Con los siguientes límites de optimización:

$$0.5 < \gamma_l < 1.5 \quad 0 < \xi_l < 30 \quad (28a,b)$$

donde σ_{xup} y σ_{xlow} son las desviaciones estándar del desplazamiento en x considerando incertidumbre positiva y negativa respectivamente. Por otra parte, σ_{x_s} es la desviación estándar del desplazamiento en x sin incertidumbre.

El movimiento del líquido de columna del amortiguador no debe sobrepasar el nivel de altura de la columna del ACLS, evitando el derrame. Para lo cual se debe cumplir la ecuación (29). Por otra parte, c es el *peak* factor que maximiza la desviación estándar de desplazamiento vertical de la superficie libre del líquido, hasta una desviación estándar máxima.

$$h - c\sigma_y \geq 0 \quad (29)$$

Donde c se consideró como 2, de acuerdo a estudios realizados anteriormente (Espinoza *et al.*, 2018).

Eficiencia del ACLS

La eficiencia del ACLS, cuando se ha introducido incertidumbre, se calculó de acuerdo a la ecuación (30), donde RD es una eficiencia porcentual, es decir, RD es nulo cuando la eficiencia es nula, y es 100, cuando la eficiencia es máxima.

$$RD = \left(1 - \frac{\sigma_{x\ c/ACLS}}{\sigma_{x\ s/ACLS}} \right) \cdot 100\% \quad (30)$$

Donde $\sigma_{x\ c/ACLS}$ y $\sigma_{x\ s/ACLS}$ corresponden a la desviación estándar del desplazamiento del sistema principal controlado por un ACLS óptimo y sin ACLS, respectivamente.

Resultados

A continuación se entrega la sensibilidad en los parámetros óptimos señalados anteriormente. Las incertidumbres en los parámetros considerados son de ± 5 y $\pm 10\%$.

Sensibilidad de los parámetros óptimos del TLCD

Influencia de la incertidumbre de la razón de masa

La Figura 2 muestra 6 gráficos, en donde la fila inferior corresponde al coeficiente de pérdida de carga óptimo ξ_{opt} , y la superior corresponde a la razón de sintonía γ_{opt} . Estos gráficos se encuentran en función de la razón de masa μ_l y para un amortiguamiento del sistema $\xi_s = 0.05$. Cada columna corresponde a un periodo de la estructura, desde estructuras más rígidas (izquierda) a más flexibles hacia la derecha. Se observa, que la razón de frecuencias posee un decrecimiento lineal con respecto a la razón de masa para los tres periodos. En tanto, el coeficiente de pérdida de carga tiende a aumentar en forma lineal a medida que aumenta la razón de masa, además este incremento es mayor a medida que la estructura es más flexible.

Por otra parte, se aprecia que la incertidumbre aumenta a medida que incrementa μ_l para ambos parámetros óptimos. Se observa un comportamiento distinto para estructuras rígidas respecto a las flexibles. Con respecto a las rígidas, la razón de frecuencias aumenta a medida que el porcentaje de incertidumbre disminuye, y para las flexibles disminuye, a medida que el porcentaje de incertidumbre aumenta. Por otra parte, el comportamiento del coeficiente de pérdida

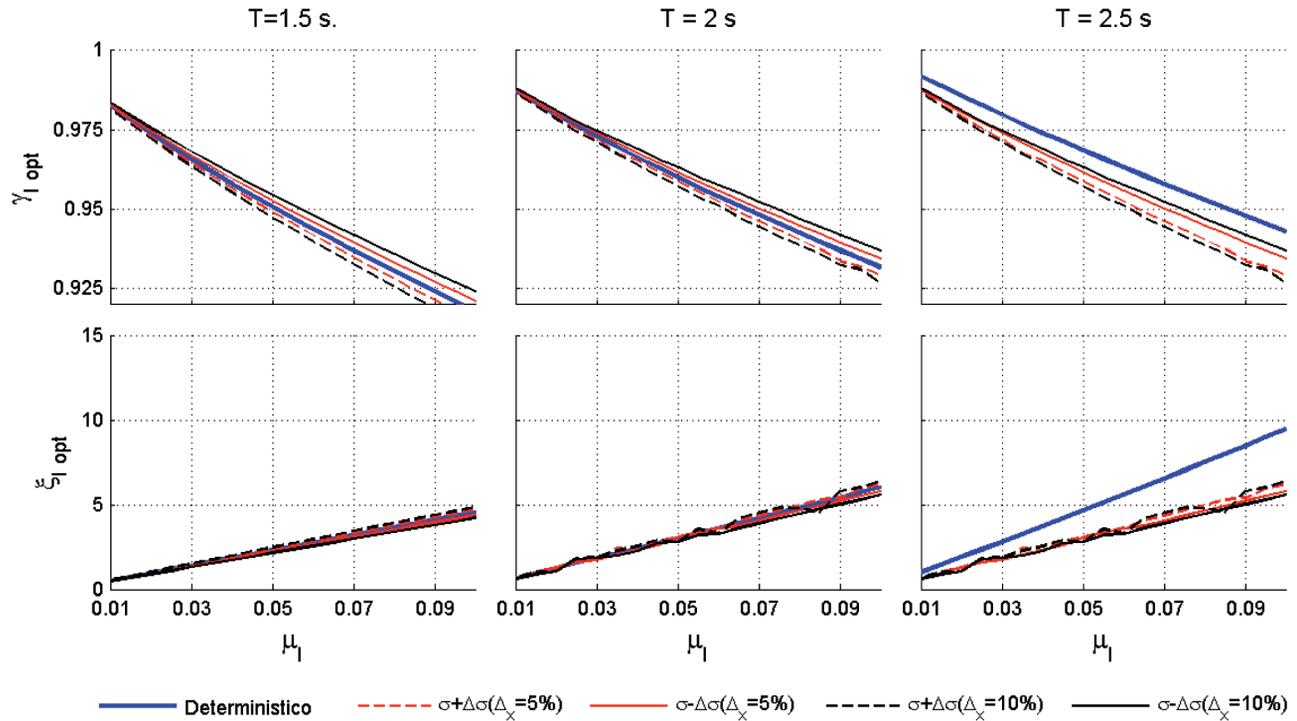
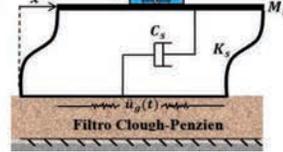


Figura 2: Parámetros óptimos del ACLS con incertidumbre en la razón de masa de ± 5 y $\pm 10\%$; $\xi_s = 0.05$

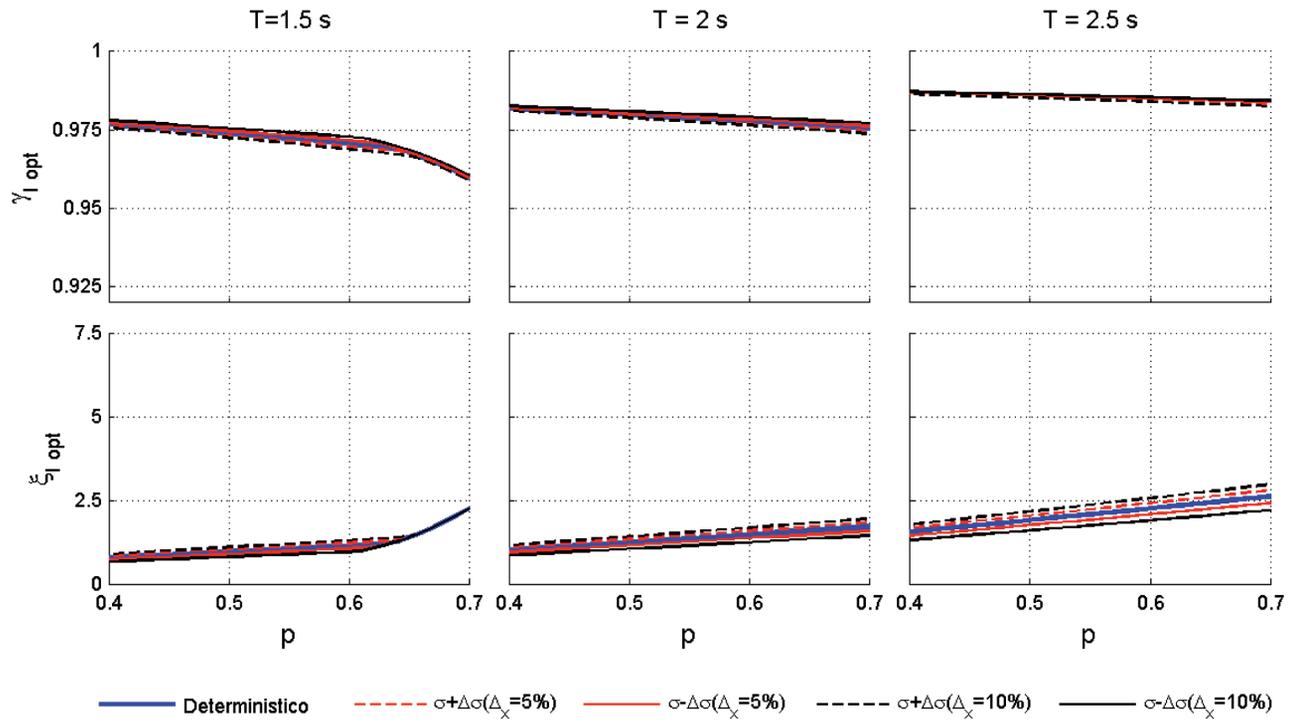
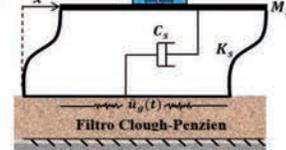


Figura 3: Parámetros óptimos del ACLS con incertidumbre en la razón de longitud de ± 5 y $\pm 10\%$; $\xi_s = 0.05$



de carga es opuesto al de la razón de frecuencias. En el caso de estructuras flexibles, se observa que para todas las incertidumbres, tanto positivas como negativas, el valor de los parámetros óptimos disminuye.

Influencia de la incertidumbre en la razón de longitud

La Figura 3 muestra los parámetros óptimos del ACLS, en función de la razón de longitud, con porcentajes de incertidumbre de $\pm 5\%$ y $\pm 10\%$. Los gráficos se distribuyen en forma análoga a la Figura 2. Al igual que en la Figura 2, el comportamiento de los parámetros óptimos del ACLS en estructuras más rígidas, es muy distinto al de las estructuras más flexibles. Se observa que la razón de sintonía óptima, tiende a ser insensible en estructuras flexibles. En estructuras con $T_s = 2$ s disminuye levemente. En estructuras rígidas, se produce un decrecimiento en forma cuadrática. Por otra parte, en estructuras flexibles e intermedias, el coeficiente de pérdida de carga se incrementa en forma lineal. En el caso de estructuras más rígidas, el coeficiente de pérdida de carga crece en forma cuadrática.

Con respecto a la incertidumbre, el valor óptimo del coeficiente de pérdida de carga en estructuras flexibles y semiflexibles, es más sensible respecto a una incertidumbre

en la razón de longitud. Además, una incertidumbre positiva en la razón de longitud, produce un aumento del coeficiente de pérdida de carga, y una negativa, lo opuesto.

Influencia de la incertidumbre en el periodo de la estructura principal

La Figura 4 muestra la razón de sintonía γ_{opt} y el coeficiente de pérdida de carga ξ_{opt} óptimos en función del periodo de la estructura principal T_s , para un amortiguamiento del sistema $\xi_s = 0.05$. Cada columna considera una razón de masa del líquido, columna izquierda 2%, intermedia 3% y derecha 5%. Se observa, que tanto la razón de frecuencias como el coeficiente de pérdida de carga aumentan a medida que la estructura es más flexible, siendo mayor a medida que aumenta la razón de masa. Existe una gran sensibilidad en la razón de frecuencia óptima del ACLS a la incertidumbre en el periodo de la estructura, la que disminuye a medida que la estructura es más flexible. Se observan variaciones en la razón de frecuencia óptima de un 5 a 7%. Con respecto a la sensibilidad del coeficiente de pérdida de carga óptimo a la inclusión de incertidumbre en el periodo, se observa que es muy pequeña y aumenta con la razón de masa.

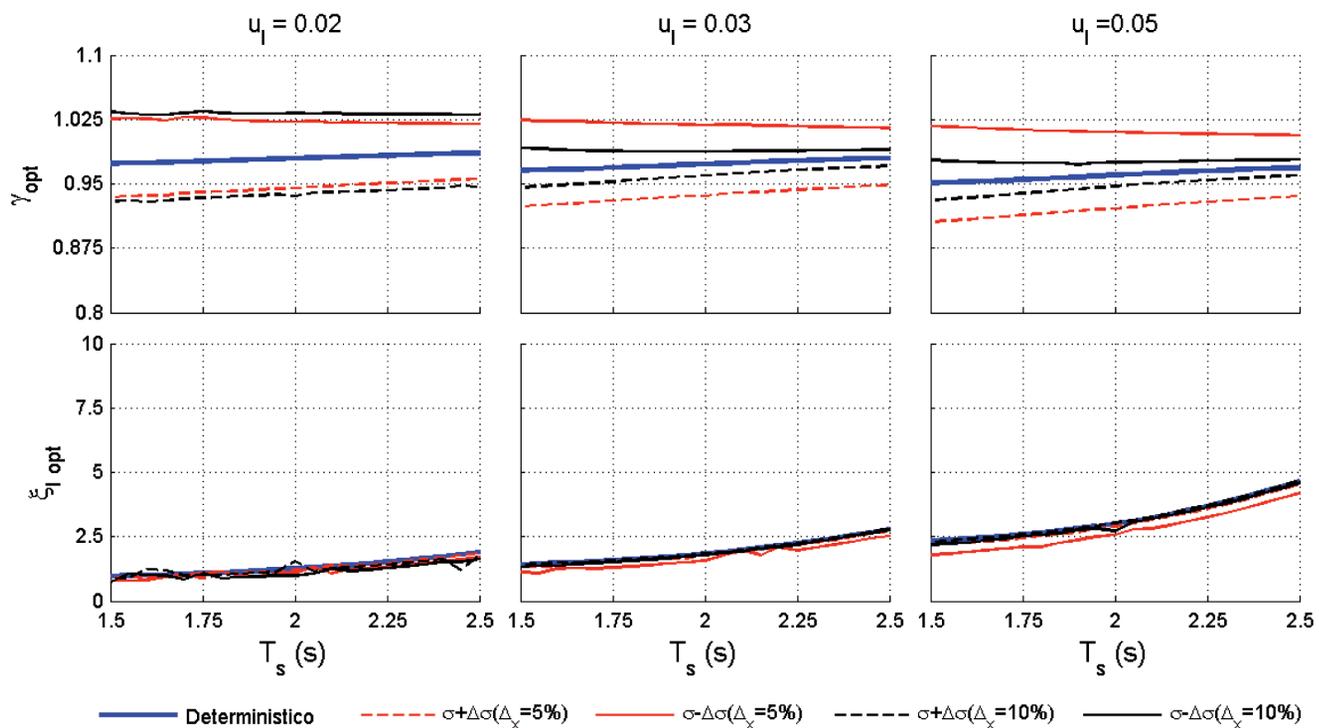
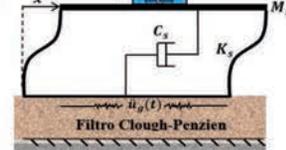


Figura 4: Parámetros óptimos del ACLS con incertidumbre en el periodo de la estructura principal de $\pm 5\%$ y $\pm 10\%$; $\xi_s = 0.05$



Eficiencia respecto a parámetros del sistema

A continuación se estudia la sensibilidad en la eficiencia del ACLS, cuando se introduce incertidumbre en los parámetros. Esta se calcula como un porcentaje de reducción de la desviación estándar de desplazamiento de la estructura con un ACLS, con respecto a uno sin ACLS (ecuación (30)).

Sensibilidad de la eficiencia respecto a la razón de masa

En la Figura 5 se entrega la eficiencia del ACLS, cuando varía la razón de masa desde un 1 a 10%. Cada columna corresponde a tres periodos de la estructura $T_s = 1.5, 2.0$ y 2.5 s. La Figura 5 muestra a medida que la razón de masa es mayor, la eficiencia es mayor. Por otra parte, se observa prácticamente una insensibilidad a un ingreso de incertidumbre en la razón de masa.

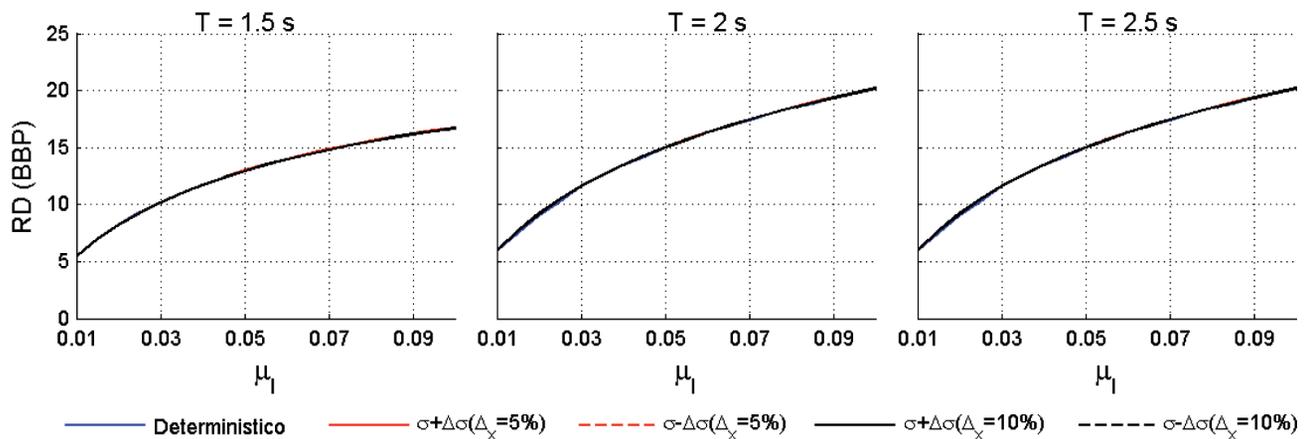


Figura 5: Porcentaje de reducción del desplazamiento de la estructura con un ACLS óptimo con incertidumbre en la razón de masa de ± 5 y $\pm 10\%$; $\xi_s = 0.05$

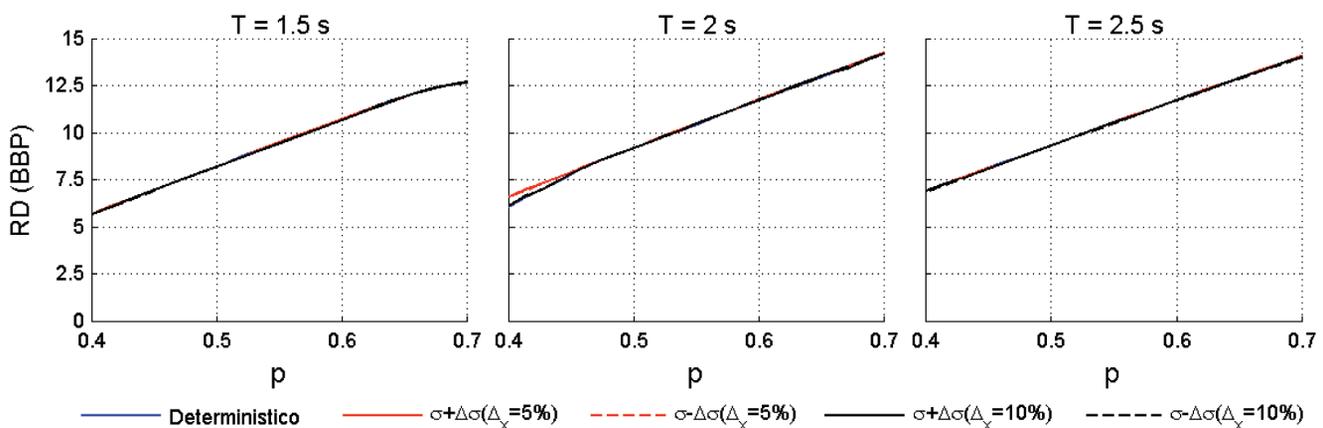


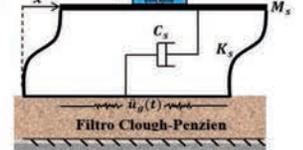
Figura 6: Porcentaje de reducción del desplazamiento de la estructura con un ACLS óptimo, con incertidumbre en la razón de longitud de ± 5 y $\pm 10\%$; $\xi_s = 0.05$

Sensibilidad de la eficiencia respecto a la razón de longitud

En la Figura 6 se entrega la eficiencia del ACLS en función de la razón de longitud. Para estructuras rígidas, intermedias y flexibles. Cuando existe una incertidumbre de ± 5 y $\pm 10\%$. Se observa para todos los periodos, que la eficiencia aumenta en forma lineal, a medida que aumenta la razón de longitud. También se observa que la eficiencia es independiente de la incertidumbre en la razón de longitud.

Sensibilidad de la eficiencia respecto del periodo

La Figura 7 muestra la eficiencia del ACLS en función de la flexibilidad de estructura principal. Esta también se entrega para tres razones de masa, una para cada columna. Las razones de masa aumentan de izquierda a derecha. Se observa una mayor sensibilidad de la eficiencia, para razones de masa menores. Por otra parte, la sensibilidad de la eficiencia con respecto a una incertidumbre en el periodo



disminuye con respecto a la flexibilidad de la estructura. Además, la Figura 7 muestra que para cualquier porcentaje de incertidumbre en el periodo, la eficiencia es mayor.

Raíz cuadrática media RMS del desplazamiento de la estructura

A continuación se muestra la raíz cuadrática media RMS del desplazamiento del sistema principal, controlado por un ACLS óptimo, con respecto a parámetros del sistema, cuando se ha incluido una incertidumbre en ellos.

Influencia en la RMS de una incertidumbre en la razón de masa

En la Figura 8 se observa la RMS en función de la razón de masa, cada columna corresponde a una flexibilidad

distinta, desde izquierda a derecha $T_s = 1.5, 2.0$ y 2.5 s. La Figura 8 muestra una leve disminución del RMS respecto a la razón de masa. Por otro lado, también se observa un aumento del desplazamiento con respecto a la flexibilidad de la estructura. En cuanto a la inclusión de incertidumbre en la razón de masa, no se observa ningún cambio en el RMS, con respecto al porcentaje de incertidumbre.

Influencia en la RMS de la razón de longitud

La Figura 9 muestra la influencia de la incertidumbre en la razón de longitud en la RMS del desplazamiento de la estructura. Este resultado se entrega en función de la razón de longitud. Se analizan tres periodos de la estructura principal de 1.5, 2.0 y 2.5 s, es decir, estructuras más rígidas a más flexibles. Se observa que la RMS del

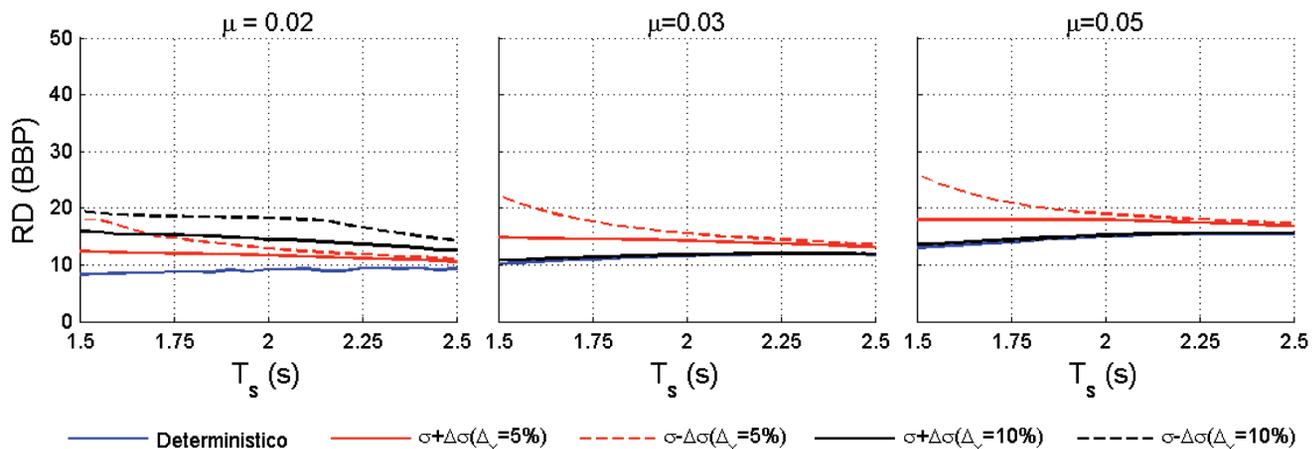


Figura 7: Porcentaje de reducción del desplazamiento de la estructura con un ACLS óptimo con incertidumbre en el periodo de la estructura de ± 5 y $\pm 10\%$; $\xi_s = 0.05$

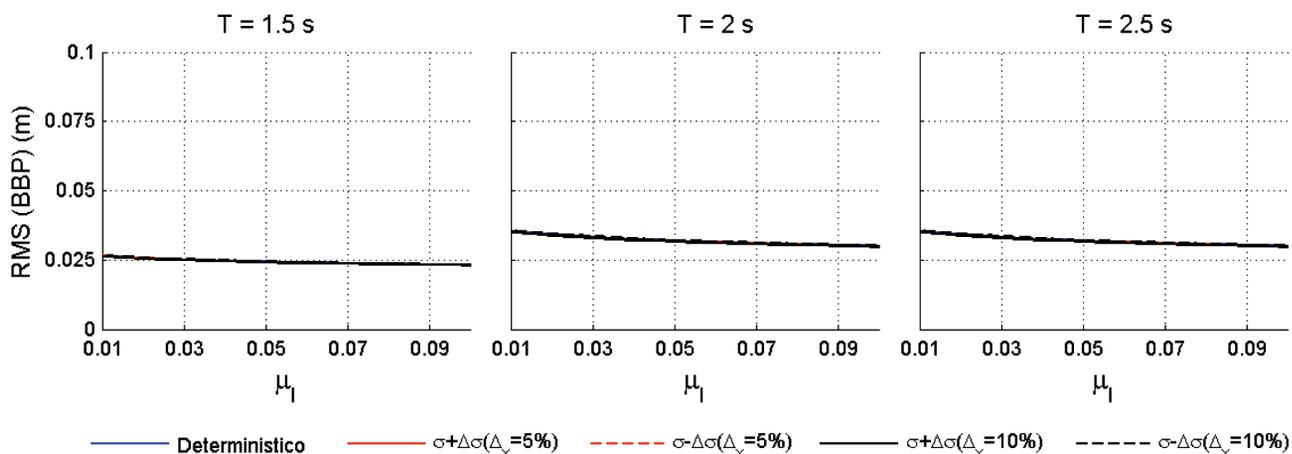
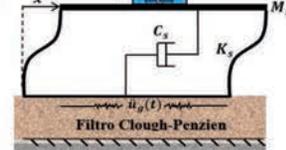


Figura 8: RMS del desplazamiento de la estructura con un ACLS óptimo con incertidumbre en la razón de masa de ± 5 y $\pm 10\%$; $\xi_s = 0.05$



desplazamiento de la estructura, es insensible a la razón de longitud y aumenta con la flexibilidad de la estructura.

Influencia en la RMS del periodo de la estructura principal

A continuación se encuentra la Figura 10 que entrega la RMS de desplazamiento de la estructura principal, en función del periodo de la estructura, para tres razones de masa.

Se observa un aumento asintótico del RMS a medida que aumenta el periodo de la estructura. Por otra parte, la Figura 10 muestra que existe una mayor sensibilidad a la introducción de incertidumbre, para razones de masa menores. Y además hay una mayor sensibilidad en

estructuras más rígidas. Además, se observa que, para razones de masa pequeñas, la RMS del desplazamiento aumenta para incertidumbres positivas y disminuye para incertidumbres negativas. En el caso de razones de masa mayores, se produce el mismo efecto que en el caso anterior, pero para mayores incertidumbres, la variación del RMS es menor.

Conclusiones

De los resultados de la investigación, se concluye:

1. Existe una gran sensibilidad de los parámetros de diseño del ACLS cuando se introduce incertidumbre en la razón masa, la que aumenta a medida que aumenta ésta.

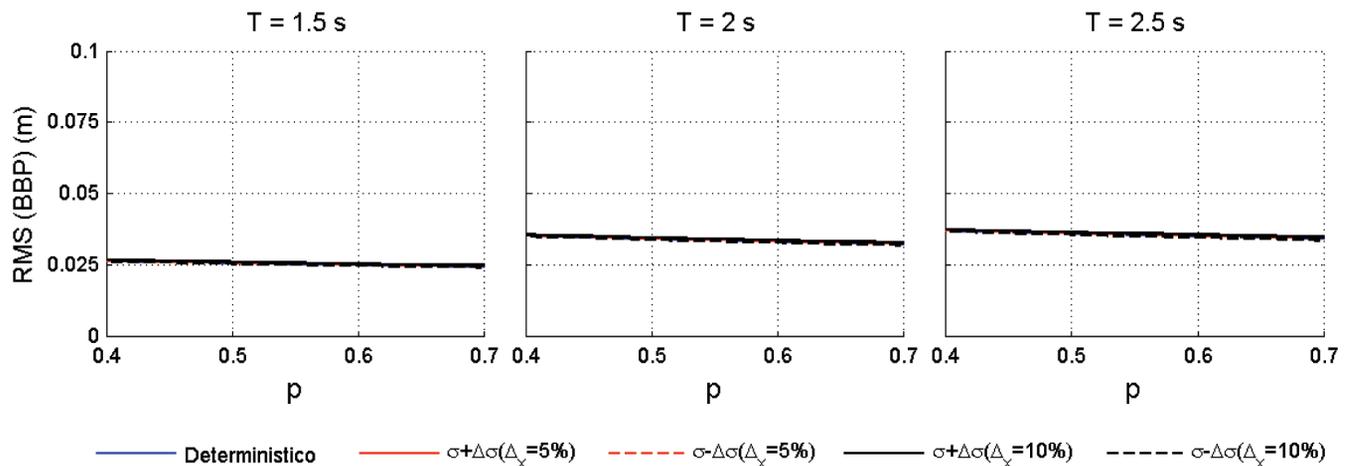


Figura 9: Porcentaje de reducción del desplazamiento de la estructura con un ACLS óptimo, con incertidumbre en la razón de longitud de un ± 5 y $\pm 10\%$; $\xi_s = 0.05$

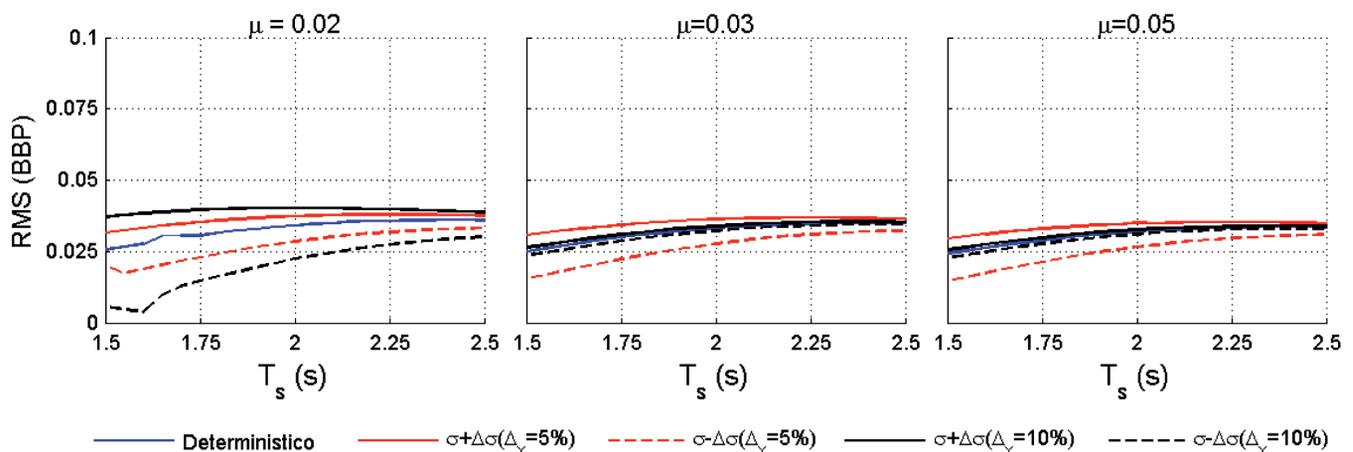
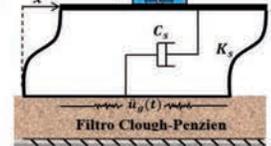


Figura 10: RMS del desplazamiento de la estructura con un ACLS óptimo con incertidumbre en el periodo de la estructura de ± 5 y $\pm 10\%$; $\xi_s = 0.05$



2. Existe una gran sensibilidad del coeficiente de pérdida de carga óptimo, al introducir incertidumbre en la razón de longitud del ACLS, la que es mayor para razones de longitud mayores, y estructuras flexibles.
3. La introducción de incertidumbre en el periodo de la estructura produce una gran variación en el valor de la razón de frecuencias óptima del ACLS.
4. Una incertidumbre en el periodo de la estructura produce una variación importante en la reducción de desplazamiento, en estructuras con razones de masa menores y periodos mayores.
5. Existe una gran sensibilidad de la RMS de desplazamiento ante una incertidumbre en el periodo de la estructura principal, sobretodo en estructuras rígidas y con razones de masa menores del ACLS.

Agradecimientos

Los autores agradecen a la Universidad del Bío-Bío, por el financiamiento otorgado para el desarrollo de esta investigación, a través de Proyecto Regular de Investigación DIUBB 2060542 IF/R.

Referencias

Balendra, T., Wang C.M. and Cheong, H.F. (1995). Effectiveness of tuned liquid column dampers for vibration control of towers. *Engineering Structures* **17**(9), 668-675

Chakraborty, S., Debbarma, R. and Marano, G.C. (2012). Performance of tuned liquid column dampers considering maximum liquid motion in seismic vibration control of structures. *Journal of Sound and Vibration* **331**(7), 1519-1531

Debbarma, R., Chakraborty, S., and Ghosh, S.K. (2010). Optimum design of tuned liquid column dampers under stochastic earthquake load considering uncertain bounded system parameters. *International Journal of Mechanical Sciences* **52**(10), 1385-1393

Di Matteo, A., Lo Iacono, F., Navarra, G. and Pirrotta, A. (2015). Optimal tuning of tuned liquid column damper systems in random vibration by means of an approximate formulation. *Meccanica* **50**(3), 795-808

Espinoza, G., Quinteros, C., Gajardo, K., Suazo, A. y Quijada, S. (2021). Eficiencia de un amortiguador de columna de líquido sintonizado considerando una excitación sísmica de bajo contenido de frecuencias e incertidumbre. *Obras y Proyectos* **29**, 54-66

Espinoza, G., Sagredo, G. y Suazo, A. (2020a). Análisis de la eficiencia de un amortiguador combinado sintonizado con incertidumbre en los parámetros sometido a una excitación sísmica de alto contenido de frecuencias. *Obras y Proyectos* **28**, 58-67

Espinoza, G., Rivas, S. y Suazo, A. (2020b). Análisis de la eficiencia de un amortiguador combinado sintonizado con incertidumbre en los parámetros sometido a excitaciones sísmicas de bajo contenido de frecuencias. *Obras y Proyectos* **28**, 68-77

Espinoza, G., Carrillo, C. and Suazo, A. (2018). Analysis of a tuned liquid column damper in non-linear structures subjected to seismic excitations. *Latin American Journal of Solids and Structures* **15**(7), e91

Lee, S.K., Lee, H.R. and Min, K.W. (2010). Experimental verification on nonlinear dynamic characteristic of a tuned liquid column damper subjected to various excitation amplitudes. *The Structural Design of Tall and Special Buildings* **21**(5), 374-388

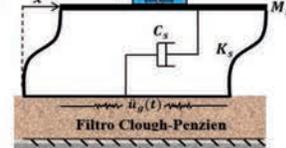
NCh2745 (2013). Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile

NCh433 (2009). Diseño sísmico de edificios. NCh433 Of.1996 mod.2009. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile

Pabarja, A., Vafaei, M., Alih, S.C., Md Yatim, M.Y. and Osman, S.A. (2019). Experimental study on the efficiency of tuned liquid dampers for vibration mitigation of a vertically irregular structure. *Mechanical Systems and Signal Processing* **114**, 84-105

Rozas, L., Boroschek, R.L., Tamburrino, A. and Rojas, M. (2016). A bidirectional tuned liquid column damper for reducing the seismic response of buildings. *Structural Control and Health Monitoring* **23**(4), 621-640

Saitua, F., Lopez-Garcia, D. and Taflanidis, A.A. (2018). Optimization of height-wise damper distributions considering practical design issues. *Engineering Structures* **173**, 768-786



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

Shum, K.M. and Xu, Y.L. (2002). Multiple-tuned liquid column dampers for torsional vibration control of structures: experimental investigation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **31**(4), 977-991

Shum, K.M. (2009). Closed form optimal solution of a tuned liquid column damper for suppressing harmonic vibration of structures. *Engineering Structures* **31**(1), 84-92

Zhu, F., Wang, J.T., Jin, F. and Altay, O. (2015). Real-time hybrid simulation of single and multiple tuned liquid column dampers for controlling seismic-induced response. *6th International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering*, University of Illinois, Urbana-Champaign, USA

Determinantes de la innovación en empresas constructoras de la Región de Atacama, Chile

Determinants of innovation in construction firms in the Atacama Region, Chile

Fecha de entrega: 27 de octubre 2020

Fecha de aceptación: 1 de junio 2021

Hernán Pape¹ y Amin Nazer²

¹ Departamento de Industria y Negocios, Universidad de Atacama, Avenida Copayapu 485, Copiapó, Chile, hernan.pape@uda.cl

² Departamento de Construcción, Universidad de Atacama, Avenida Copayapu 485, Copiapó, Chile, amin.nazer@uda.cl

La innovación es un proceso que debe obedecer a una planificación de tipo estratégica en la empresa y juega un rol de importancia al momento de competir con otros productores. La innovación no se ha investigado con rigurosidad en las PYME (pequeña y mediana empresa) del sector construcción a nivel regional en Chile, excepto en la capital del país. Por ello, el objetivo del presente artículo fue identificar las unidades más factibles para innovar y valorar los principales factores que favorecen y desfavorecen la instalación de la innovación en el sector construcción en la región de Atacama, evaluando estadísticamente la relación entre los factores de innovación. Se consideró una muestra no probabilística compuesta por 12 empresas PYME, aplicando un cuestionario con preguntas cerradas. Los resultados indican que la totalidad de los expertos encuestados opina que la innovación es una herramienta estratégica muy relevante para mejorar la competitividad de las empresas constructoras de la región. Además, se detectó que las unidades más factibles para innovar son: materiales, productos, equipos y máquinas. Asimismo, las áreas de procesos y estructura organizacional fueron señaladas como relevantes para la instalación de la innovación en la empresa. Los factores que favorecen en mayor medida la innovación son: un buen entorno económico, profesionales preparados para innovar y disponibilidad de recursos económicos. Por otra parte, los factores que desfavorecen la instalación de la innovación son: la falta de cultura de innovación, la estructura organizacional poco flexible, la escasez de recursos y la baja capacidad gerencial.

Palabras clave: factores de innovación, sector construcción, Pymes, proceso de innovación

Innovation is a process that is due to strategic planning in the company and it plays an important role when competing with other producers. Considering that innovation has not been rigorously investigated in SMEs (small med-size enterprises) in the construction sector at the regional level in Chile, except in the capital of the country. The objective of this paper was to evaluate the main factors that favour and disadvantage the installation of innovation in the construction sector in the Atacama region, Chile, statistically evaluating the relationship between innovation factors. A non-probabilistic sample composed of 12 SMEs companies was considered, applying a questionnaire with open and closed questions oriented. The results indicate that all of the experts surveyed believe that innovation is a very relevant strategic tool to improve the competitiveness of construction companies in the region. In addition, it was detected that the feasible areas to innovate are: materials, products, equipment and machines. On the other hand, the areas of processes and organizational structure were indicated as relevant for the installation of innovation in the company. The factors that favour innovation are: a good economic environment, professionals prepared to innovate and availability of economic resources. Moreover, the factors that hinder the installation of innovation are: the lack of an innovation culture, the rigid organizational structure, the scarcity of resources and the low management capacity.

Keywords: innovation determinants, construction sector, SME, process innovation

Introducción

Cada día la competencia es más fuerte entre las empresas que participan en los diferentes sectores de la economía de

una nación. Los clientes son más sofisticados y exigentes con los satisfactores de sus necesidades. El sector construcción no está ajeno a esta realidad. Por ello, las

empresas constructoras, y también aquellas afines a esta actividad, buscan mejorar su posicionamiento competitivo, ya sea mejorando sus procesos o diferenciando sus ofertas de productos a través de diversas estrategias que incluye nuevos productos, reestructuración organizacional, marketing, capacitación, jugando la innovación un rol importante en todos ellos.

Un concepto relevante dentro del ámbito de la competitividad se puede relacionar con la gestión de la innovación en la empresa constructora. Para la CDT (2012), la gestión de la innovación “es la organización y dirección de los recursos tanto humanos como económicos, con el fin de aumentar la creación de nuevos conocimientos, la generación de ideas que permitan obtener nuevos productos, procesos y servicios o mejorar los ya existentes, y la transferencia de esas mismas ideas a las fases de producción, construcción o cualquier otro proceso según el ámbito de acción de cada compañía”.

Como se ha descrito, el concepto de innovación está en el entorno del desarrollo empresarial, y ésta puede medirse en términos de su instalación a nivel de país. Según GII (2019), Chile se ubica en el puesto 51 del ranking mundial de innovación del año 2019, clasificándose también, como un país débil en materia de ingresos. Por otra parte, ocupa el puesto 64 en el número de solicitudes de patentes residentes presentadas en una oficina de patentes nacional o regional determinada, no obstante, en este aspecto es el mejor posicionado entre los países sudamericanos. Respecto del indicador cantidad de solicitudes de diseño industrial presentadas en una oficina nacional o regional determinada, Chile se ubica débilmente en el puesto 105, a la zaga de varios países sudamericanos. Al respecto, se hace necesario evaluar los factores que favorecen y aquellos que desfavorecen la instalación y el desarrollo de la innovación en el sector de la construcción.

Pero, en particular, ¿qué se debe entender como innovación en el sector de la construcción? En términos generales, el Diccionario de la Lengua Española de la Real Academia Española define innovación como la creación o modificación de un producto, y su introducción en un mercado; mientras que para la CORFO (2017), con una visión más amplia, la define como la creación de valor a través de la transformación de ideas o conocimientos en un producto, bien o servicio nuevo o mejorado. La OCDE

clasifica las innovaciones como técnicas, orientada a productos y procesos, o no técnicas, referidas a cambios en la estructura organizativa, la cultura, las técnicas de gestión y la dirección estratégica (Blayse y Manley, 2004).

Asimismo, existen fuentes de financiamiento para el apoyo de la innovación en la empresa. Una vía de acceso a recursos económicos es a través de fondos gubernamentales que CORFO tiene disponible para la presentación de proyectos a diferentes programas: Bienes Públicos, Centros Fortalece PYME, Súmate a Innovar, Súmate a Innovar en Ecodiseño, Innova Región, Crea y Valida, Innova Alta Tecnología y, Consolida y Expande. En este sentido, la región de Atacama tiene un bajo indicador de proyectos postulados durante el año 2019 (en todas las áreas), alcanzando sólo 0.85% respecto del total nacional y un 1.19% de proyectos finalmente adjudicados en algún programa. Sin embargo, las estadísticas muestran que no fue adjudicado ningún proyecto del sector de la construcción, lo que podría ser debido al desinterés o desconocimiento de las empresas por acceder a estos fondos para la innovación. Además, CDT (2010) ha estudiado la instalación y desarrollo de una estrategia de innovación al interior de empresas constructoras ubicadas en la Región Metropolitana; sin embargo, no se han reportado estudios en otras regiones del país, que permitan evaluar los factores locales. Por tanto, el objetivo del presente estudio fue identificar las potenciales áreas de una empresa constructora donde innovar y valorar los principales factores, ya sea endógeno o exógeno, que favorecen y desfavorecen la instalación de la innovación en el sector construcción en la región de Atacama. Dado lo anterior, parece interesante preguntarse si las empresas del sector construcción de la región de Atacama están conscientes de la importancia estratégica de la innovación, como factor o herramienta de competitividad. Por ello, esta investigación tiene los siguientes objetivos específicos:

1. Determinar si las empresas constructoras de Atacama reconocen a la innovación como una herramienta estratégica para mejorar su competitividad.
2. Identificar las unidades o ámbitos al interior de una empresa constructora más pertinentes para innovar.
3. Valorar las variables internas o externas que favorecen y desfavorecen la innovación en el sector construcción.
4. Medir la relación entre los factores de innovación a

través de un análisis correlacional.

5. Efectuar un análisis de varianza (ANOVA) para comprobar si existe alguna unidad preferida para innovar dentro de la empresa constructora.
6. Efectuar un análisis de varianza (ANOVA) para determinar si existe una diferencia significativa en la valoración de los diferentes factores que favorecen la innovación.
7. Encontrar modelos de regresión lineal múltiple que permitan explicar la relación entre factores que favorecen la innovación.

Un interesante estudio sobre la instalación de la gestión de innovación en la empresa ha sido realizado por la CDT (2010), a siete destacadas empresas constructoras chilenas, todas establecidas en la Región Metropolitana. El estudio concluyó que para desarrollar adecuadamente la innovación al interior de ellas, se deben considerar aspectos tales como: incorporar la innovación a nivel estratégico, estructurar la organización de la empresa para la innovación, propiciar el cambio cultural hacia la innovación, desarrollar proyectos de innovación acorde con los objetivos y las capacidades de la empresa, identificar las ideas innovadoras realizadas en obra y difundirlas al interior de la organización y, rescatar efectivamente el máximo beneficio de la vigilancia tecnológica. Por otra parte, el mismo estudio declara que la mayoría de las empresas constructoras del país no consideran atractivas las inversiones en I+D+i porque no han entendido su papel como factor clave de competitividad. A lo anterior, se suma que las políticas de fomento en Latinoamérica no consideran a la empresa como el foco del proceso de innovación (Heitor *et al.*, 2014). Otros factores que inhiben la inversión son la presión en los plazos de ejecución de los proyectos, la competencia por la mejor oferta y, la participación de otros actores externos a la empresa, tales como los mandantes públicos, promotores privados, empresas consultoras, subcontratistas, proveedores, entre otros, los cuales incorporan variables que la empresa constructora principal no puede controlar.

Hoy en día, se plantea que la innovación es un proceso que debe obedecer a una planificación de tipo estratégica en la empresa de un determinado sector productivo de bienes y servicios, y ésta juega un rol de importancia al

momento de competir con otros oferentes. La innovación está en el corazón de la economía moderna basada en el conocimiento (OCDE, 2005; EC, 2010) y difiere en cada sector, es así como patrones de innovación en la manufactura difieren de los servicios (DTI, 2007) como también, si se aplica a un proyecto internacional, nacional o regional (Aouad, 2010). Algunos estudios han enfatizado las diferencias regionales en la innovación y el desempeño de las empresas (Hoogstra y van Dijk, 2004; Hölzl, 2009; Mendonça *et al.*, 2004), sin embargo, para otros autores, este factor no es relevante (Littunen y Tohmo, 2003; North y Smallbone, 2000).

Otro aspecto de importancia a considerar es la interacción de las empresas constructoras con otros actores para desarrollar e implementar nuevas soluciones (Bygballé e Ingemansson, 2014). La clave es que existe una correlación positiva entre la innovación y el crecimiento (Heimonen, 2012). Además, se reportan estudios sobre estrategias para implementar la innovación en proyectos de construcción (Slaughter, 2000; Winch, 2003) y cómo las empresas constructoras gestionan el proceso de innovación basándose en modelos conceptuales (Seaden y Manseau, 2001; Dikmen *et al.*, 2005) y estudios de casos (Koskela y Vrijhoef, 2001; Sexton y Barrett, 2003; Cleasby, 2004), todos asociados a estructuras organizacionales diferentes de la industria de la construcción nacional.

En la Tabla 1, se presentan los temas abordados y áreas relacionadas con la empresa y las referencias, las cuales permitirán establecer las variables a investigar en el presente estudio.

Metodología

Para investigar sobre los factores de la innovación en la construcción, se planteó la siguiente hipótesis: La innovación es una herramienta estratégica muy relevante para mejorar la competitividad de las empresas constructoras. El desarrollo del estudio focalizó empresas PYME del sector construcción de Atacama. Según una clasificación del Ministerio de Economía (BCN, 2013), una empresa pequeña es la que al año vende productos o servicios por valores entre 2400 y 25 mil UF (US\$ 98.330 y US\$ 1.024.275) y una empresa mediana vende entre 25 mil y 100 mil UF (US\$ 1.024.275 y US\$ 4.097.098).

El estudio fue de tipo cuantitativo, correlacional y

Tabla 1: Área de empresa y temas abordados según diversas fuentes

Área de empresa	Temas abordados	Referencia	
Economía y finanzas	Mejora del nivel financiero	Abdel-Razek (1998)	
	Incentivos, utilidad percibida	Talukder (2012)	
	Recompensas por innovación, amortización Período de recuperación estimado	Goodrum y Haas (2000)	
	Recursos de la empresa	Hardie y Newell (2011)	
	Inversión en I+D	Dubois y Gadde (2002) Hardie y Newell (2011) Heimonen (2012) Manley y Mcfallan (2006)	
Personas y organización	Soporte propietario/cliente, cultura organizacional y la comunicación	Gambatese y Hallowell (2011)	
	Apoyo gerencial	Talukder (2012) Goodrum y Haas (2000) Gambatese y Hallowell (2011)	
	Liderazgo, experimentar la diversidad	Goodrum y Haas (2000)	
	Imagen	Talukder (2012)	
	Influencia del cliente y del usuario final	Hardie y Newell (2011)	
	Comunicación	Goodrum y Haas (2000)	
	Atmósfera de competición, tolerancia Motivación por la innovación Actitud hacia el cambio	Goodrum y Haas (2000) Talebi <i>et al.</i> (2012)	
Producción y calidad	Uso de nuevas técnicas de construcción	Cheung <i>et al.</i> (2004) Luu <i>et al.</i> (2008)	
	Interés del cliente	Abdel-Razek (1998)	
	Participación en el diseño Nuevos productos y procesos	Goodrum y Haas (2000) Gledson y Phoenix (2017)	
	Condiciones basadas en proyectos	Hardie y Newell (2011) Dubois y Gadde (2002) Manley y Mcfallan (2006)	
Gestión comercial y ventas	Formación, innovación personal Imagen, interés del cliente Influencias del cliente y usuario final	Talukder (2012) Gledson y Phoenix (2017) Hardie y Newell (2011)	
	Tamaño y entorno	Redes industriales	Hardie y Newell (2011)
		Vinculación industria-universidad	Talebi <i>et al.</i> (2012) Aouad <i>et al.</i> (2010)
Etapas de la industria, demanda Tamaño y la edad de la empresa		Talebi <i>et al.</i> (2012)	

descriptivo. La estructura de los datos es de tipo seccional porque ellos fueron tomados en un momento del tiempo. Se utilizó un muestreo por conveniencia, no probabilístico, ya que del universo de empresas solo se convocó a participar a 40 empresas asociadas a la Cámara Chilena de la Construcción CChC de la delegación Copiapó. Como resultado de la convocatoria, finalmente, participaron los representantes de doce empresas, constituyendo así, la muestra de la investigación. Se consideró una categorización según la actividad principal que la empresa desarrolla habitualmente, siendo seis de ellas especialistas en infraestructura, una en edificación, una en urbanización, una del sector inmobiliario, una empresa comercializadora de materiales de construcción, una con actividad de arriendo y venta de máquinas y equipos, y otra relacionada con servicios al sector de la construcción. A partir de los estudios presentados en la Tabla 1 y considerando los temas abordados por cada uno de ellos, se efectuó una clasificación que entregó como resultado seis áreas de interés de la empresa, y a partir de éstas se definieron las variables de innovación en la empresa constructora, las cuales se presentan en la Tabla 2.

Las variables consideradas en la investigación son las de unidades factibles de innovación, factores que favorecen la innovación y factores que la desfavorecen. La encuesta se estructuró en dos partes, la primera de ellas colectó datos de la empresa, tales como el área de especialización, antigüedad en el mercado regional, rango de ventas anuales, nivel de formación profesional del gerente o administrador y la cantidad de trabajadores. La segunda parte de la encuesta se orientó a la medición de las variables de innovación, considerando aspectos tales como la unidad de innovación, los factores que favorecen la innovación y los factores que no favorecen la innovación. Todas las preguntas del cuestionario fueron cerradas porque los encuestados respondieron mediante la selección de opciones establecidas. En el Anexo se presenta el cuestionario aplicado. Asimismo, se procedió a determinar la consistencia interna del instrumento utilizando el coeficiente de confiabilidad alfa de Cronbach, dando como resultado 0.648; a partir de este valor y considerando el trabajo investigativo de Arévalo y Padilla (2016), que describe escalas de clasificación de los niveles de fiabilidad al utilizar el Alfa de Cronbach, que se muestra

Tabla 2: Áreas de la empresa y variables relacionadas con la innovación

Áreas	Variables		
	Unidad de innovación	Factores que favorecen	Factores que desfavorecen
Economía y finanzas	Financiamiento	Buena situación económica de entorno Disponibilidad de recursos económicos	Escasez de recursos económicos Falta de financiamiento externo
Personas y organización	Estructura organizacional	Cultura de innovación Profesionales preparados Fomentar la capacitación	Baja capacidad gerencial Falta de confianza de directivos Poca motivación de directivos
Producción y calidad	Procesos Materiales	Interés en servicios de calidad	Falta de cultura de innovación
Gestión comercial y ventas	Productos Comercialización y marketing	Contar con precios competitivos Motivación por incrementar las ventas Marca reconocida por el mercado	No se observaron
Tamaño y entorno	Equipos y máquinas	Cantidad de años operando Mayor tamaño de empresas	Estructura poco flexible

en la Tabla 3, se concluyó que el valor obtenido indica que el instrumento tiene un buen nivel de fiabilidad.

Tabla 3: Clasificación de los niveles de fiabilidad según el Alfa de Cronbach

Índice	Nivel de fiabilidad	Valor de Alfa de Cronbach
1	Excelente	0.9 – 1.0
2	Muy bueno	0.7 – 0.9
3	Bueno	0.5 – 0.7
4	Regular	0.3 – 0.5
5	Deficiente	0.0 – 0.3

Las percepciones de los expertos fueron recogidas aplicando una escala de Likert, se evaluó el grado de acuerdo utilizando las alternativas Muy bajo acuerdo (MB), Bajo acuerdo (B), Mediano acuerdo (M), Alto acuerdo (A), Muy alto acuerdo (MA). Posteriormente, las respuestas fueron tabuladas en tablas de frecuencia y se aplicaron funciones de estadística descriptiva.

Con los resultados obtenidos, se efectúa un análisis correlacional con la finalidad de medir el grado de relación entre las unidades y factores de innovación. También se presentan dos análisis de varianza ANOVA, uno para probar si hay preferencias por innovar en determinadas unidades dentro de una organización, y otro para probar si hay diferencias en la importancia entre los factores de innovación. El análisis ANOVA se basa en la descomposición de la variación total de los datos con respecto a la media global (SCT); a partir de la variación dentro de las muestras (SCD) o intra-grupos, cuantifica la dispersión de los valores de cada muestra con respecto a sus correspondientes medias. Finalmente, se efectúa un análisis de regresión lineal múltiple para verificar si algunos factores de innovación pueden ser explicados por otros factores que favorecen la innovación. A modo de resumen, la Tabla 4 presenta la ficha técnica del estudio.

Resultados

Características de las empresas participantes

En general, el 66.6% empresas evaluadas superan los 15 años operando en el sector, luego, sus percepciones tienen un peso relevante para el presente estudio. En cuanto al nivel de ventas, cada una de ellas factura un promedio de US\$ 2.4 millones anuales, con un promedio de 170

Tabla 4: Ficha técnica del estudio

Criterio	Acción
Población	Empresas del sector construcción de la región de Atacama, Chile
VARIABLES DE MEDICIÓN	Relacionadas con la innovación
Selección de la muestra	Por conveniencia, socios de la Cámara Chilena de la Construcción
Tamaño de muestra	12 expertos, representantes de empresas
Composición de la muestra	Directivos expertos de empresas PYME del sector construcción
Nivel de confianza y error	Se usó muestreo por conveniencia
Técnica recopilación de datos	Entrevistas y cuestionarios, escala de <i>Likert</i>
Periodo de registro de datos	Diciembre 2019 - Enero 2020
Herramienta de registro y análisis	SPSS Statistics V25 y MS-Excel
Tipo de análisis estadístico	Descriptivo, correlacional, análisis de varianza ANOVA, y regresión lineal múltiple

trabajadores. Desde el punto de vista organizacional, los expertos tienen una profesión técnica o universitaria, de los cuales el 33.3% posee cursos de postgrado. Asimismo, se midió la relación entre número de trabajadores y ventas promedio anuales, el coeficiente de correlación de *Pearson* entregó una alta correlación positiva ($R = 0.85$), lo cual parece natural porque a mayor cantidad de trabajadores, mayores deben ser las ventas de las empresas.

Relevancia de la innovación

Usando una escala de *Likert*, se evaluó el grado de acuerdo sobre la afirmación “la innovación es una herramienta estratégica muy relevante para mejorar la competitividad de las empresas constructoras”. Los resultados indicaron que el 83.3% de los expertos respondieron la alternativa MA y el 16.7% coincidió con la alternativa A. Para los grados MB, B, M las preferencias fueron nulas. Estos resultados confirman la relevancia que puede tener para la empresa constructora la innovación como una herramienta estratégica.

Análisis de áreas pertinentes para innovar

Calificación de áreas de innovación

Tal como lo indica la Tabla 2 se establecieron siete unidades factibles para innovar dentro de una organización del sector de la construcción. Luego, con el fin de conocer

cuáles son las unidades más pertinentes para la instalación de la innovación en empresas del sector construcción, se solicitó a los expertos que calificaran o valoraran estas siete unidades. Posteriormente, utilizando una escala de *Likert* donde se asigna 5 puntos a un área de Muy Alta pertinencia para innovar y, 1 punto para una de Muy Baja pertinencia. Los resultados obtenidos se presentan en Figura 1.

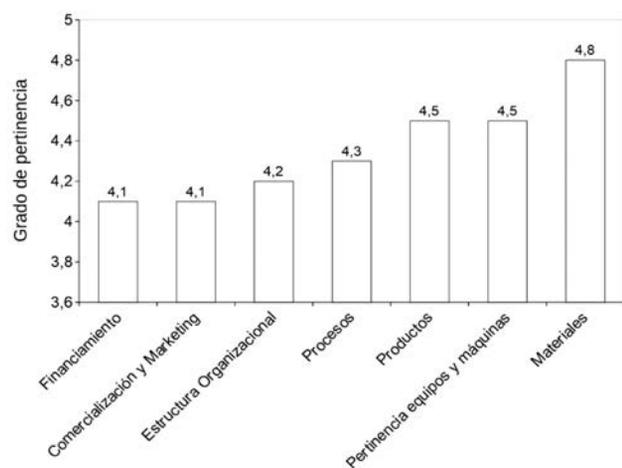


Figura 1: Resultados del grado de pertinencia para innovar

En la Figura 1, se puede observar que la valoración promedio más alta la obtuvo la unidad de materiales con 4.8, así como también equipos y máquinas y en productos, ambas con 4.5. Se calificó a las áreas financiamiento, comercialización y marketing (4.1) y a estructura organizacional (4.2), levemente por debajo al área procesos (4.3).

Análisis correlacional de las unidades para innovar

Con el propósito de medir el grado de relación entre las siete unidades factibles de innovar mostradas en el apartado anterior y percibida por los expertos, se efectuó un análisis de correlación. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 5 y se muestra que la correlación positiva más alta se presentó entre las variables procesos y estructura organizacional con $r = 0.84$. La evidencia empírica indicó que estas dos unidades están fuertemente relacionadas. Por otra parte, existe una relación negativa entre materiales y procesos, con $r = -0.33$; es decir, los expertos que privilegian innovar en materiales no piensan lo mismo respecto de innovar en procesos.

Análisis de ANOVA de unidades de innovación

También se efectuó un análisis de varianza ANOVA de

Tabla 5: Matriz de correlación entre las unidades de innovación

		Unidades de innovación						
		1	2	3	4	5	6	7
Unidades de innovación	1	1.00						
	2	-0.12	1.00					
	3	-0.33	0.58	1.00				
	4	0.84	0.00	-0.11	1.00			
	5	0.12	0.00	0.19	0.00	1.00		
	6	0.37	0.10	0.06	0.52	-0.29	1.00	
	7	0.27	0.11	0.57	0.47	0.11	0.63	1.00

1: procesos, 2: productos, 3: materiales, 4: estructura organizacional, 5: máquinas y equipos, 6: financiamiento, 7: comercialización y marketing

un factor para ver si existía una diferencia significativa en las valoraciones de las siete unidades factibles de innovar. Se empleó un nivel de confianza de 95%, y $\alpha = 0.05$. La prueba de hipótesis es:

Hipótesis nula: las valoraciones de las unidades para innovar son similares.

Hipótesis alternativa: las valoraciones de las unidades para innovar no son similares.

Los resultados del análisis estadístico ANOVA entregó un $F = 1.49$ con probabilidad 0.19, y un valor crítico para F de 2.21. Luego, se puede observar que F empírico = 1.49 es menor al valor crítico = 2.21. Luego, como F se encuentra en zona de no rechazo, se cumple la hipótesis nula, es decir, todas las unidades son similares para innovar. No hay evidencia para comprobar que existen diferencias significativas en las valoraciones de las unidades factibles para innovar.

Análisis de factores que favorecen la innovación

Calificación de factores favorables

Tal como lo indica la Tabla 2, se establecieron once factores que podrían favorecer o facilitar la instalación de la innovación al interior de una empresa del sector construcción. Posteriormente, se solicitó a los expertos que valoraran los once factores. Usando una escala de *Likert* donde se asignó 5.0 puntos a un factor que favorece Muy Alto la innovación y 1.0 punto para uno que favorece Muy Bajo, los resultados obtenidos se presentan en Figura 2.

Considerando los resultados mejor valorados en la Figura 2, se observa que el factor más valorado para la

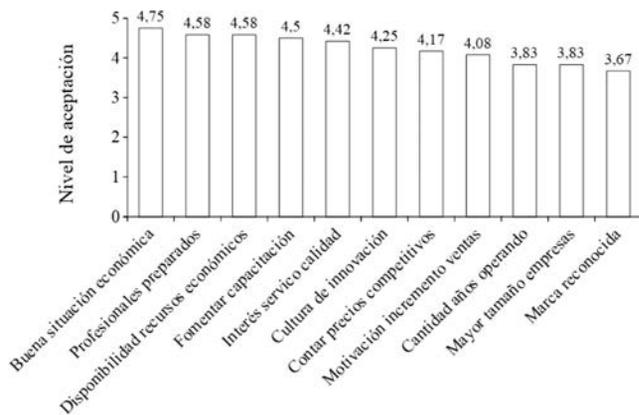


Figura 2: Resultados de factores que favorecen la innovación

instalación de la innovación en las empresas del sector construcción es la Buena situación económica, con un promedio de 4.75, es decir, en la medida que el país esté bien económicamente, por ejemplo, con crecimiento económico (PIB), una inflación controlada y una baja tasa de desempleo, entonces las personas tienden a comprar más y las empresas a innovar en la búsqueda de nuevos clientes. También se destacan como importantes los factores: Profesionales preparados (4.58) y Disponibilidad de recursos (4.58). Además, se puede apreciar que el cuarto factor en importancia apunta justamente a Fomentar la capacitación (4.50) de los trabajadores de las empresas del sector construcción.

Análisis de ANOVA con factores favorables a la innovación

Al igual que con las áreas factibles de innovar, se efectuó un análisis de varianza ANOVA para ver si existía una diferencia significativa en las valoraciones de los once factores favorables a la innovación. Se empleó un nivel de confianza de 95%, y $\alpha = 0.05$. La prueba de hipótesis es:

Hipótesis nula: las valoraciones de todos los factores son similares

Hipótesis alternativa: las valoraciones de todos los factores no son similares

El informe de resultados que entregó el software estadístico señaló $F = 2.78$ con probabilidad 0.0038, y un valor crítico para F de 1.90.

De los resultados se puede observar que, $F_{empírico} = 2.78$ es mayor al valor crítico = 1.90; luego, como F se encuentra en zona de rechazo, se rechaza la hipótesis nula.

Por lo tanto, hay evidencia para comprobar que existen diferencias significativas en los factores favorables para innovar. Del análisis de calificaciones se observa que el factor Buena situación económica es el factor más favorable para la innovación.

Análisis de regresión lineal múltiple con factores favorables a la innovación

Con los factores favorables a la innovación se buscó un modelo significativo del tipo mostrado en la fórmula (1).

$$Y = \alpha + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \beta_3 X_3 + \dots + \beta_i X_i \quad (1)$$

Buscando potenciales modelos y coeficientes significativos con un nivel de significancia de 5%, se sometió a prueba el modelo de la fórmula (2).

$$\text{Marca reconocida} = \alpha + \beta_1(\text{Tamaño empresa}) + \beta_2(\text{Motivación por incrementar ventas}) \quad (2)$$

La hipótesis es que el modelo es no lineal y los coeficientes son iguales a 0 ($\beta_i = 0$). En la Tabla 6 se puede observar que la probabilidad asociada al estadístico F es 0.000049 y es mucho menor al nivel de significancia de 0.05, luego, la hipótesis se rechaza, y el modelo es lineal.

Tabla 6: Resultados de análisis de ANOVA del modelo

Origen de las variaciones	Suma de los cuadrados	Grados de libertad	Promedio de los cuadrados	F	Valor crítico para F
Regresión	13.047	2	6.523	36.25	0.000049
Residuos	1.6195	9	0.180	-	-
Total	14.667	11	-	-	-

De la Tabla 7 se puede observar los coeficientes del modelo y sus probabilidades asociadas, todas ellas son menores a 0.05, luego, son significativas. Además, como el indicador Durbin-Watson fue de 1.86 entonces los residuos son independientes, y si se asume normalidad y homocedasticidad entonces el modelo es lineal y queda representado por la fórmula (3).

$$\text{Marca reconocida} = -2.1576 + 0.5815(\text{Tamaño empresa}) + 0.8804(\text{Motivación por incrementar ventas}) \quad (3)$$

Tabla 7: Resultados de análisis de coeficientes del modelo

	Coeficientes	Error típico	Estadístico t	Probabilidad
Intercepción	-2.1576	0.7945	-2.7155	0.0238
Variable X1	0.5815	0.1698	3.4236	0.0076
Variable X2	0.8804	0.2616	3.3649	0.0083

Se concluye que tener una marca reconocida depende en forma lineal y positiva del tamaño de la empresa y de la motivación que tenga esa misma organización por incrementar las ventas.

Análisis de factores que desfavorecen la innovación

Finalmente, se solicitó a los expertos que identificaran los tres factores más desfavorables para la instalación de la innovación en empresas del sector construcción. Los factores que desfavorecen la innovación en las empresas consultadas son mostrados en la Tabla 8.

Tabla 8: Factores más desfavorables para la instalación de la innovación en empresas del sector construcción (en %)

Falta de cultura de innovación	77.8	Poca motivación de directivos	22.2
Estructura organizacional poco flexible	66.7	Falta de confianza de directivos	11.1
Escasez de recursos	55.6	Falta de financiamiento externo	11.1
Baja capacidad gerencial	55.6		

A partir de los datos de la Tabla 8, se puede destacar que el factor más mencionado que desfavorece la instalación de la innovación es Falta de cultura de innovación, identificado por el 77.8% de los expertos. Estos últimos piensan que la existencia de una cultura de innovación organizacional es fundamental para incorporar la innovación en las distintas áreas de una empresa, y por cierto, una falta de cultura desfavorece la innovación. El segundo factor más desfavorable es Estructura organizacional poco flexible. Esto puede significar que para facilitar la incorporación de la innovación, las organizaciones deben ser flexibles y adecuarse con rapidez a los cambios, ya sean internos o externos. Por ejemplo, en la conformación de equipos de trabajo multidisciplinarios para enfrentar desafíos imprevistos del entorno, o en el uso de un nuevo material

en la construcción que ha incorporado recientemente la competencia. En tercer lugar figura la Escasez de recursos y la Baja capacidad gerencial.

Análisis y discusión

Como se ha visto, el 83.3% de los expertos encuestados está “muy de acuerdo” en que “la innovación es una herramienta muy relevante para mejorar la competitividad de las empresas constructoras”, y el 16.7% está “de acuerdo” con la misma proposición. Luego, se comprueba la relevancia de la innovación como herramienta estratégica. Esto último, es coincidente con un estudio realizado a Mipymes de la construcción en Nigeria concluyendo que la innovación tiene una influencia positiva en el desarrollo de la empresa constructora (Adamu *et al.*, 2020). En las unidades factibles de innovar, la valoración promedio más alta la obtuvo la unidad de Materiales con 4.75. Esto significa que los expertos estiman que en ella se podría innovar con mayor facilidad, probablemente incorporando nuevos materiales y de mayor calidad. También se podría innovar en Productos (4.5) y en Equipos y máquinas (4.5). Del análisis de correlación entre las unidades factibles de innovar, la correlación más fuerte positiva, con $r = 0.84$, se presenta entre las unidades Procesos y Estructura organizacional, lo cual tiene similitud con un estudio realizado en pequeñas empresas constructoras de la ciudad de Puebla en México (Martínez *et al.*, 2014), concluyendo que los administradores consideran la unidad de procesos como la más importante para la innovación. Por otra parte, existe una relación negativa entre Materiales y Procesos, con $r = -0.33$; es decir, los expertos que privilegian innovar en materiales no piensan lo mismo respecto de innovar en procesos. Respecto del análisis ANOVA entre las unidades, con un nivel de significancia de 95 % y $\alpha = 0.05$, no hay evidencia para comprobar que existen diferencias significativas en las calificaciones entre las unidades factibles de innovar.

Con respecto a los factores que favorecen la instalación de la innovación, el factor mejor calificado es la “Buena situación económica”, con un promedio de 4.75. También se destacan como importantes los factores: Disponibilidad de recursos (4.58) y Profesionales preparados (4.58). Del análisis ANOVA, se puede observar que hay evidencia para comprobar que existen diferencias significativas en los factores favorables para innovar. Asimismo, otro

estudio para el sector europeo de la construcción (Barata y Fontainha, 2017), determinó que el sector sí innova, y los factores que más contribuyen a esta innovación son los proveedores y el crecimiento de la empresa. El mismo estudio, concluyó que el tamaño de la empresa es más relevante para la innovación de procesos que para la innovación del producto, y las empresas que participan en los mercados internacionales innovan más que las focalizadas en los mercados locales y regionales.

En relación a los factores que desfavorecen la instalación de la innovación, el factor más mencionado es la Falta de cultura de innovación, identificado por el 77.8% de los expertos. Esto significa que ellos piensan que la existencia de una cultura de innovación organizacional es fundamental para incorporar la innovación en las distintas áreas de una empresa. El segundo factor más desfavorable es Estructura organizacional poco flexible, con el 66.7% de las menciones. Esto puede significar que para facilitar la incorporación de la innovación las organizaciones deben ser flexibles y adecuarse con rapidez a los cambios, ya sean internos o externos. Por ejemplo, en la conformación de equipos de trabajo multidisciplinarios para enfrentar desafíos imprevistos del entorno, o en el uso de un nuevo material en la construcción que ha incorporado recientemente la competencia. En tercer lugar figura la Escasez de recursos y la Baja capacidad gerencial, ambas con el 55.6% de las menciones. A nivel internacional, se ha visto que cada empresa constructora vive una realidad diferente, por ejemplo, un estudio realizado a empresas constructoras nigerianas (Abdu y Jibir, 2018), el principal factor que desfavorece la instalación de la innovación es la edad de sus empleados y el nivel de educación. Por otra parte, un estudio realizado a Pymes de la construcción en Kuwait (Alzougool, 2019), concluyó que la innovación se plantea en 5 dimensiones: organización, proceso, producto, cultura y recursos para ser exitosos. Estas dimensiones, son coincidente con la realidad de las empresas constructoras de la región de Atacama, que han demandado mayor intervención en estas áreas puntuando en rango de entre 4.25 y 4.75 considerando un máximo de 5.0 de la escala de Likert, lo que orienta el camino para desarrollar estrategias futuras para la instalación de la innovación en la organización.

Conclusiones

En esta investigación se realizó una encuesta a empresarios y directivos de 12 empresas constructoras de la región de Atacama con el propósito de valorar los factores que pueden favorecer o desfavorecer la instalación de la innovación al interior de las empresas constructoras. Los resultados indicaron claramente que la totalidad de los expertos encuestados opina que la innovación es una herramienta estratégica muy relevante para mejorar la competitividad de las empresas constructoras de la región de Atacama.

Además, se determinó que las unidades más factibles para innovar dentro de una empresa del sector de la construcción son: materiales, productos, y equipos y máquinas. Por otra parte, los expertos privilegian fuertemente las unidades de procesos y estructura organizacional como base para la instalación de la innovación en el sector construcción. Por el contrario, los factores que no favorecen la instalación de la innovación, son en primer lugar, la falta de cultura de innovación, en segundo lugar la estructura organizacional poco flexible, y compartiendo el tercer lugar, la escasez de recursos y la baja capacidad gerencial.

Agradecimientos

Los autores agradecen a la gerencia y a los asociados de la Cámara Chilena de la Construcción de Atacama, por su valiosa colaboración en el desarrollo de este estudio.

Referencias

- Abdel-Razek, R.H. (1998). Factors affecting construction quality in Egypt: identification and relative importance. *Engineering, Construction and Architectural Management* 5(3), 220-227
- Abdu, M. and Jibir, A. (2018). Determinants of firms innovation in Nigeria. *Kasetsart Journal of Social Sciences* 39(3), 448-456
- Adamu, U.G., Hussin, S.R. and Ismail, N.A. (2020). Effect of marketing innovation on performance of small and medium enterprises in Nigeria. *International Journal of Innovation, Creativity and Change* 11(12), 353-370
- Alzougool, B. (2019). The innovativeness of small and medium enterprises in Kuwait. *Journal of Advanced Management Science* 7(4), 142-147
- Aouad, G.F., Ozorhon, B. and Abbott, C. (2010). Facilitating innovation in construction: directions and implications for research and policy. *Construction Innovation* 10(4), 374-394

- Arévalo, D.X. and Padilla, C. (2016). Medición de la confiabilidad del aprendizaje del programa RStudio mediante Alfa de Cronbach. *Revista Politécnica* **37**(1), 68-75
- Barata, J.M. and Fontainha, E. (2017). Determinants of innovation in European construction firms. *Technological and Economic Development of Economy* **23**(6), 915-936
- BCN (2013). <https://www.bcn.cl/leyfacil/recurso/como-crear-una-pyme> (22/05/2021)
- Blayse, A.M. and Manley, K. (2004). Key influences on construction innovation. *Construction Innovation* **4**(3), 143-154
- Bygballe, L.E. and Ingemansson, M. (2014). The logic of innovation in construction. *Industrial Marketing Management* **43**(3), 512-524
- CDT (2010). Construyendo innovación. Corporación de Desarrollo Tecnológico, Cámara Chilena de la Construcción, Santiago de Chile, http://www.otcchile.cl/uploads/library/2010_gestion_innovacion_20190320194152_64449.pdf (16/05/2020)
- CDT (2012). Gestión de la innovación en la construcción. Guía metodológica. Corporación de Desarrollo Tecnológico, Cámara Chilena de la Construcción. Santiago de Chile, <https://www.cdt.cl/category/publicaciones-cdt/> (16/05/2020)
- Cheung, S.O., Suen, H.C. and Cheung, K.K. (2004). PPMS: a web-based construction project performance monitoring system. *Automation in Construction* **13**(3), 361-376
- Cleasby, B. (2004). Consolidation events: learning and capability building in project-based firms. University of Sussex, Brighton, UK
- CORFO (2017). Glosario de conceptos corporativos. Corporación de Fomento de la Producción de Chile. Santiago de Chile
- Dikmen, I., Birgonul, M.T. and Artuk, S.U. (2005). Integrated framework to investigate value innovations. *Journal of Management in Engineering* **21**(2), 81-90
- DTI (2007). Innovation in services. Occasional paper No. 9. Department of Trade and Industry, London, UK
- Dubois, A. and Gadde, L.E. (2002). The construction industry as a loosely coupled system: implications for productivity and innovation. *Construction Management and Economics* **20**(7), 621-31
- EC (2010). Lisbon strategy evaluation document. Commission staff working document, Brussels, Belgium
- Gambatese, J.A. and Hallowell, M. (2011). Factors that influence the development and diffusion of technical innovations in the construction industry. *Construction Management and Economics* **29**(5), 507-517
- Gledson, B.J. and Phoenix, C. (2017). Exploring organisational attributes affecting the innovativeness of UK SMEs. *Construction Innovation* **17**(2), 224-243
- GII (2019). Indicator rankings & analysis. Global innovation index <https://www.globalinnovationindex.org/analysis-indicator> (16/05/2020)
- Goodrum, P.M. and Haas, C.T. (2000). Variables affecting innovations in the US construction industry. *Construction Congress VI: Building Together for a Better Tomorrow in an Increasingly Complex World*, ASCE, K.D. Walsh (ed.), Florida, USA, 525-533
- Hardie, M. and Newell, G. (2011). Factors influencing technical innovation in construction SMEs: an Australian perspective. *Engineering, Construction and Architectural Management* **18**(6), 618-636
- Heimonen, T. (2012). What are the factors that affect innovation in growing SMEs?. *European Journal of Innovation Management* **15**(1), 122-144
- Heitor, M., Horta, H., Castañón, R., Sbragia, R. and Jiménez, A. (2014). Can Latin America move forward after a lost decade in technical change?: Looking at opportunities for knowledge-based change in times of increasing uncertainty. *Journal of Technology Management & Innovation* **9**(4), 1-19
- Hözl, W. (2009). Is the R&D behaviour of fast-growing SMEs different? Evidence from CIS data for 16 countries. *Small Business Economics* **33**(1), 59-75
- Hoogstra, G.J. and van Dijk, J. (2004). Explaining firm employment growth: does location matter?. *Small Business Economics* **22**(3), 179-192
- Koskela, L. and Vrijhoef, R. (2001). Is the current theory of construction a hindrance to innovation?. *Building Research & Information* **29**(3), 197-207
- Littunen, H. and Tohmo, T. (2003). The high growth in new metal-based manufacturing and business service firms in Finland. *Small Business Economics* **21**(2), 187-200

Luu, T.V., Kim S.Y., Cao, H.L. and Park, Y.M. (2008). Performance measurement of construction firms in developing countries. *Construction Management and Economics* 26(4), 373-386

Manley, K. and Mcfallan, S. (2006). Exploring the drivers of firm-level innovation in the construction industry. *Construction Management and Economics* 24(9), 911-920

Martínez, R.M., Vera, M.A. and Vera, J.G.S. (2014). Cultura de la innovación en las pequeñas empresas constructoras de Puebla, México. *Revista Global de Negocios* 2(3), 91-100

Mendonça, S., Pereira, A.S. and Godinho, C.M. (2004). Trademarks as an indicator of innovation and industrial change. *Research Policy* 33(9), 1385-1404

North, D. and Smallbone, D. (2000). The innovativeness and growth of rural SMEs during 1990s. *Regional Studies* 34(2), 145-157

OECD (2005). Oslo manual. The measurement of scientific and technological activities. Guidelines for collecting and interpreting innovation data. 3rd ed., Organisation for Economic Co-operation and Development, Paris, France

Seaden, G. and Manseau, A. (2001). Public policy and construction innovation. *Building Research & Information* 29(3), 182-196

Sexton, M.G. and Barrett, P.S. (2003). A literature synthesis of innovation in small construction firms: insights, ambiguities and questions. *Construction Management and Economics* 21(6), 613-622

Slaughter, E.S. (2000). Implementation of construction innovations. *Building Research & Information* 28(1), 2-17

Talebi, K., Ghavamipour, M. and Irandust, A. (2012). Innovation in Irans small and medium size enterprises (SMEs): Prioritize influence factors affecting innovation of SMEs, using analytic network process (ANP) method. *African Journal of Business Management* 6(43), 10775-10785

Talukder, M. (2012). Factors affecting the adoption of technological innovation by individual employees: an Australian study. *Procedia-Social and Behavioral Sciences* 40, 52-57

Winch, G.M. (2003). How innovative is construction? Comparing aggregated data on construction innovation and other sectors – a case of apples and pears. *Construction Management and Economics* 21(6), 651-654

Anexo

Cuestionario
 Proyecto de Investigación
 Medición de Innovación en Empresas del Sector Construcción
 En la Región de Atacama

PARTE A: Datos de la empresa y equipo directivo
 Maque con una X la alternativa de su preferencia.

1.- Dentro del sector de la construcción, ¿cuál es el principal campo de especialización de la empresa?

- Edificación y vivienda
 Infraestructura y obras civiles
 Urbanización
 Obras menores de la construcción
 Otro: _____

2.- ¿Cuántos años de operación en el sector construcción tiene la empresa?

- Menos de 3 años
 Entre 4 y 6 años
 Entre 7 y 10 años
 Entre 11 y 15 años
 Más de 15 años

3.- ¿En qué rango de ventas anuales se encuentra la empresa constructora?

- Menos de UF 2.400 anuales
 Entre UF 2.401 a UF 25.000 anuales
 Entre UF 25.001 a UF 100.000 anuales
 Más de UF 100.000 anuales

4.- ¿Con cuántos trabajadores de planta y en forma temporal, en promedio, opera la empresa constructora?

- Entre 1 y 5 trabajadores
 Entre 6 y 50 trabajadores
 Entre 51 y 400 trabajadores
 Más de 400 trabajadores

5.- ¿Qué tipo de formación profesional tiene el Socio Principal o Gerente General de la empresa?

- Técnica (2 – 3 años)
 Universitaria (4 – 5 años)
 Postgrado (6 o más)
 Otro: _____

6.- ¿Qué profesión posee el Socio Principal o Gerente General de la empresa?

- Técnico en Construcción
 Constructor Civil
 Ingeniero en Construcción
 Arquitecto
 Ingeniero Comercial
 Ingeniero Civil
 Otro: _____

PARTE B: Medición de variables de innovación:

Respecto de las afirmaciones que se plantean en las siguientes tablas, indique su grado de acuerdo con ellas marcando una X en la columna de su preferencia, según la siguiente escala:

MB: Muy bajo acuerdo

A: Alto acuerdo

B: Bajo acuerdo

MA: Muy alto acuerdo

M: Mediano acuerdo

UNIDADES PERTINENTES PARA INNOVAR

N°	Unidades	MB	B	M	A	MA
1	La innovación es una herramienta estratégica muy relevante para mejorar la competitividad de las empresas constructoras.					
2	El área de procesos en la construcción es muy pertinente para innovar.					
3	El área de productos en la construcción es muy pertinente para innovar					
4	El área de materiales en la construcción es muy pertinente para innovar.					
5	El área de estructura organizacional y personal es muy pertinente para innovar.					
6	El área de equipamiento y maquinaria es muy pertinente para innovar.					
7	El área de financiamiento para la construcción es muy pertinente para innovar.					
8	El área de comercialización y marketing es muy pertinente para innovar.					

FACTORES QUE FAVORECEN LA INNOVACIÓN

N°	Factores	MB	B	M	A	MA
1	Una buena situación económica en el país, con crecimiento y bajo desempleo favorece la innovación.					
2	El interés de la empresa constructora por entregar un servicio o producto de calidad favorece la innovación.					
3	Contar con precios competitivos y atractivos para los clientes favorece la innovación.					
4	Una política o cultura interna de innovación claramente establecida y difundida por la empresa constructora favorece la innovación.					
5	El contar con gerentes, profesionales y especialistas preparados para la innovación favorece la innovación.					
6	La disponibilidad de recursos económicos para realizar investigación y desarrollo favorece la innovación.					
7	Fomentar un plan de capacitación y desarrollo del personal en materias orientadas a la innovación favorece la innovación.					
8	La motivación por incrementar las ventas y las ganancias de la empresa constructora favorece la innovación.					

9	Una importante cantidad de años operando en el sector construcción favorece la innovación.					
10	Contar con una marca empresarial reconocida y posicionada en el mercado favorece la innovación.					
11	El mayor tamaño de las empresas constructoras, medido en volúmenes de ventas, favorece la innovación.					

A continuación, de la lista siguiente de **7 factores** seleccione **3 factores** que **NO FAVORECEN LA INNOVACIÓN** y efectúe un ranking con esos **3 factores** escogidos. En la columna **RANKING** coloque un 1 al factor que menos favorece la innovación, luego, un 2 al segundo factor que menos favorece y, finalmente, un 3 al tercer factor que menos favorece la innovación.

N°	Factor	RANKING
1	Falta de capacidad gerencial y profesional en la constructora para innovar.	
2	Escasez de recursos económicos para innovar.	
3	Falta de confianza en el personal de la constructora.	
4	Tener una estructura organizacional poco flexible a los cambios.	
5	Poca motivación de equipo directivo por mejorar los procesos, productos y servicios entregados al cliente.	
6	Falta de una política y cultura de innovación interna en la empresa constructora.	
7	Dificultad para lograr financiamiento externo de largo plazo para innovar.	

Guía para publicar en Obras y Proyectos

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

Moffat, R., Correia, N. and Pastén, C. (2016). Comparison of mean shear wave velocity of the top 30 m using downhole, MASW and bender elements methods. *Obras y Proyectos* **20**, 6-15

Escribano, D.E. and Nash, D.F.T. (2015). Changing anisotropy of G_0 in Hostun sand during drained monotonic and cyclic loading. *Soils and Foundations* **55**(5), 974-984

Kausel, E. (2017). *Advanced structural dynamics*. Cambridge University Press

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

Obras y Proyectos guidelines for authors

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

Moffat, R., Correia, N. and Pastén, C. (2016). Comparison of mean shear wave velocity of the top 30 m using downhole, MASW and bender elements methods. *Obras y Proyectos* **20**, 6-15

Escribano, D.E. and Nash, D.F.T. (2015). Changing anisotropy of G_0 in Hostun sand during drained monotonic and cyclic loading. *Soils and Foundations* **55**(5), 974-984

Kausel, E. (2017). *Advanced structural dynamics*. Cambridge University Press
6. Tables and formulae (equations) should be numbered sequentially in the same order as they appear in the text, with Arabic numbers and referring to them as: Table 1, Table 2, formula (1), formula (2)...etc., as appropriate. Tables should not repeat results presented in plots and the titles for tables put above the table. The unit system accepted is the International System IS.
7. Figures can include plots, sketches and diagrams. Figures should be sent ready for publication, laser print quality. Photographies and pictures should also be of high quality. Sequentially numbered as Figure 1, Figure 2 or Photography 1, Photography 2, etc. and the title for the figure put below the figure. Figures have to be mentioned in the text before they appear.
8. Opinions stated in the articles published in *Obras y Proyectos* are exclusive responsibility of the authors and they do not reflect necessarily the point of views of the Department of Civil Engineering of the Catholic University of Concepción, UCSC.
9. The submission of an article to *Obras y Proyectos* implicates that the authors accept to transfer the authors' rights of their articles to the UCSC only if the article is accepted for publication. The copyrights cover the exclusive rights for the reproduction and distribution of the article, including reprints, photographic reproductions, microfilms, scanning or any other similar production method as well as translations. Permissions to use figures which do not belong to the authors have to be obtained by the authors before submitting the article.



30 años

al servicio de la región y el país

EMPRO

Ensayos de Materiales y Prospecciones

SUELOS - HORMIGONES - ASFALTOS

Ingeniería

Mecánica de Suelos
Fundaciones
Taludes
Mejoramiento de Terreno

Control de Obras Civiles

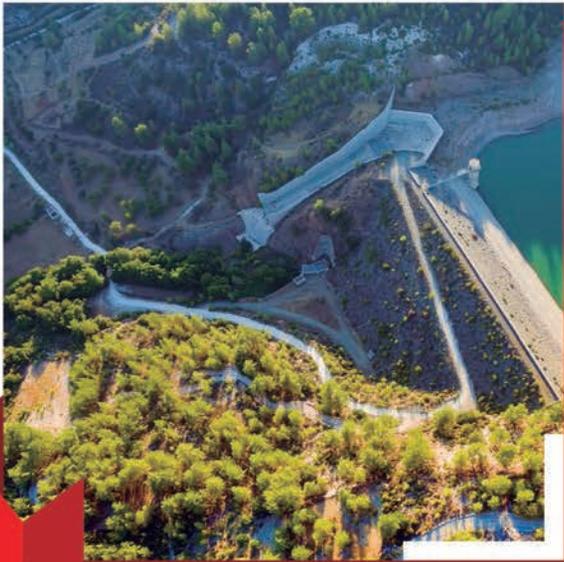
Densidad In Situ
Hormigones
Asfaltos

Prospección de Suelos

Sondajes Marítimos
Sondajes Terrestres
Calicatas

Laboratorio Acreditado

bajo NCh-ISO 17025 y
registro vigente MINVU



EG-Sciences SpA es una empresa enfocada en proveer servicios de consultoría geotécnica en proyectos de construcción tanto en obras civiles como en proyectos de ingeniería y operación mineras. Su Gerente es Leonardo Dorador, Ingeniero Civil y MSc de la Universidad de Chile y PhD en Ingeniería Geológica de la UBC de Canadá. Cuenta con 13 años de experiencia relevante en Ingeniería Geotécnica en minería y proyectos civiles obtenida en Canadá, Chile y USA. Es Autor/co-autor de 30 artículos técnicos de geotecnia y autor del capítulo "material characterisation" del libro "Guidelines for Mine Waste Dump and Stockpile Design (CRC Press).

EGSciences es parte de una red internacional de especialistas en las áreas de geofísica, geología de ingeniería, geomecánica de minería subterránea, hidrogeología e ingeniería geotécnica de terremotos. Esto permite brindar servicios multidisciplinarios de alto nivel técnico.

Geotecnia minera:

- ✓ Infraestructura de fundaciones
- ✓ Estabilidad de pilas de lixiviación, pilas ROM
Botadero de lastres y ripios
- ✓ Diseño geotécnico de muros para depósitos de relaves
- ✓ Mapeo geológico

Obras civiles:

- ✓ Fundaciones
- ✓ Controles de calidad geotécnica
- ✓ Apoyo geotécnico durante la construcción
- ✓ Ensayos de laboratorio e in-situ
- ✓ Caracterización geotécnica
- ✓ Evaluación de propiedades y condiciones de suelo
- ✓ Topografía superficial y subterránea (uso de dron)



EGSciences ha contribuido de manera significativa a la generación de oportunidades de prácticas profesionales con la participación de más de 100 estudiantes de las carreras de Ingeniería civil en minas, Geología e ingeniería civil desde el año 2020, tanto de Chile como de países de Latinoamérica.



www.geobrugg.cl

GEOBRUGG®
BRUGG

Safety is our nature



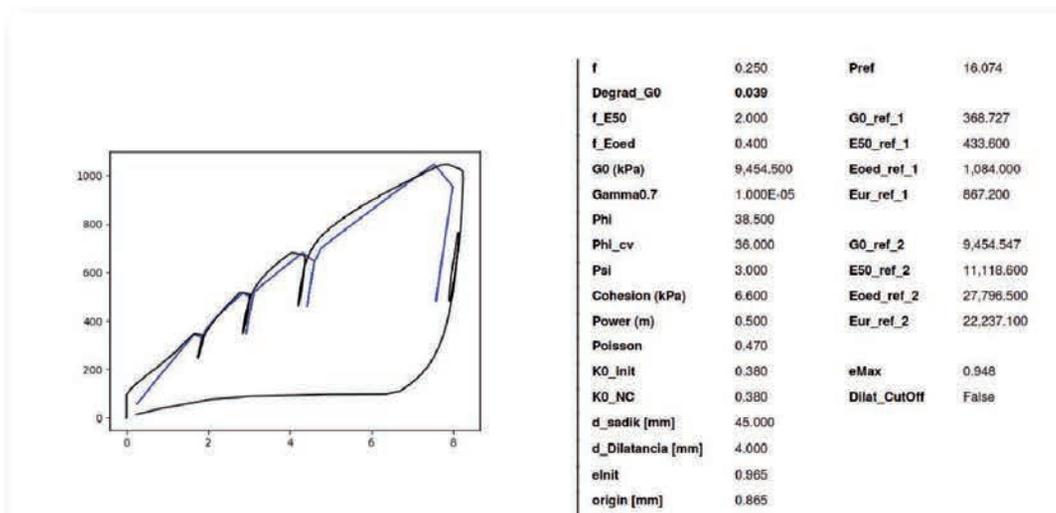
Sistemas flexibles para protección

**BARRERAS PARA
DESLIZAMIENTOS
SUPERFICIALES**

Excelencia en Geotecnia

Servicios

- › Estudios Geotécnicos
- › Diseño de Entibaciones y Socalzados
- › Modelación con Elementos Finitos
- › Diseño de Pilotes y Micropilotes
- › Estabilización de Taludes



Calibración de modelos constitutivos mediante presiómetro



Presiómetro