

H A

HORMIGÓN y ACERO

REVISTA CUATRIMESTRAL DE **ACHE** ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Mayo - Agosto 2019 | Volumen 70 - Número 288





En el pasado liderando la **creatividad**,
y hoy descubriendo el **futuro**



Certificado sismica C1 y C2
www.spitxtrem.com



FIX Z XTREM
*Fijación perno de expansión
por atomillado para
aplicaciones críticas*



TRIGA Z XTREM
*Fijación con camisa de
refuerzo de alto rendimiento*



EPCON C8 XTREM
*Fijación química epoxi puro para
varilla rosca y barra corrugada*



B-LONG XTREM
*Fijación plástica universal
con test sísmico*



TAPCON XTREM
*Fijación de alto
rendimiento y
versatilidad, adecuado
para hormigón fisurado y
amplia gama de cabezas*





FOTO DE PORTADA: Instalaciones recreativas
Betonose de hormigón infraligero.

Imagen: © Alexander Blumhoff (alexander-blumhoff.com)

HORMIGÓN y ACERO

Mayo - Agosto 2019 | Volumen 70 - Número 288

REVISTA CUATRIMESTRAL DE LA ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

CONSEJO EDITORIAL:

DIRECTOR:

Gonzalo Ruiz López (ETSI CAMINOS, C. Y P. – UCLM, Ciudad Real)*

SUBDIRECTOR:

Julio Sánchez Delgado (FHECOR, Madrid)*

SECRETARIO:

Jacinto Ruiz Carmona (MECANISMO INGENIERÍA, Madrid)*

EDITOR JEFE:

Valentín Alejándrez Piñuela (CINTER, Madrid)*

ASESOR EDITORIAL:

José Manuel Ráez Cano (Scidoc, Madrid)*

VOCALES:

Juan Luis Bellod Thomas (CESMA INGENIEROS, Madrid)

Héctor Bernardo Gutiérrez (GGRAVITY S.A., Madrid)

Ángel Castillo Talavera (INSTITUTO E. TORROJA – CSIC, Madrid)

Héctor Cifuentes Bulté (ETS INGENIERÍA – Universidad de Sevilla, Sevilla)*

Antoni Cladera Bohigas (UNIVERSIDAD DE LAS ISLAS BALEARES, Palma)

David Fernández Montes (ETS INGENIERÍA CIVIL – UPM, Madrid)

Luisa María Gil Martín (ETSI CAMINOS, C. Y P. – UGR, Granada)

Jesús Gómez Hermoso (ETSI CAMINOS, C. Y P. – UPM, Madrid)

Dorys C. González Cabrera (ETS-UBU, Burgos)*

Pedro Miguel Sosa (ETSI CAMINOS, C. Y P. – UPV, Valencia)

Luis M^a Ortega Basagoiti (RETINEO, Madrid)

Alejandro Pérez Caldentey (FHECOR, Madrid)

Carlos Pozo Moya (GINPROSA INGENIERÍA, Madrid)

Abraham Sánchez Corriols (Consultor independiente, Stuttgart)

Álvaro Serrano Corral (MC2 ESTUDIO DE INGENIERÍA, Madrid)

Juan Antonio Sobrino Almunia (PEDELTA CANADA INC., Toronto)

Carlos Villagrà Fernández (INSTITUTO E. TORROJA – CSIC, Madrid)

* Miembro del Comité de Redacción

CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO**

António Adão da Fonseca (UNIVERSIDADE DO PORTO, Portugal)

Antonio Aguado de Cea (ETSI CAMINOS – UPC, Barcelona)

Pilar Alaejos Gutiérrez (CEDEX, Madrid)

M^a Carmen Andrade Perdríx (INSTITUTO E. TORROJA – CSIC, Madrid)

Ángel Aparicio Bengoechea (ETSI CAMINOS – UPC, Barcelona)

José M^a Arrieta Torrealba (PROES, Madrid)

Miguel Ángel Astiz Suárez (ETSI CAMINOS, C. Y P. – UPM, Madrid)

Gustavo Ayala Milián (INSTITUTO DE INGENIERÍA – UNAM, México)

Alex Barbat Barbat (ETSI CAMINOS, C. Y P. – UPC, Barcelona)

Pilar Crespo Rodríguez (MINISTERIO DE FOMENTO, Madrid)

Paulo J. S. Cruz (UNIVERSIDADE DO MINHO, Guimarães, Portugal)

Luis Fernández Luco (UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES, Argentina)

Miguel Fernández Ruiz (ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE, Suiza)

Jaime Carlos Gálvez Ruiz (ETSI CAMINOS, C. Y P. – UPM, Madrid)

Ravindra Gettu (INDIAN INSTITUTE OF TECHNOLOGY MADRAS, Chennai, India)

Gian Carlo Giuliani (REDESCO PROGETTI SRL, Milán, Italia)

Enrique González Valle (INTEMAC, Madrid)

Paulo R. L. Helene (UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO, Brasil)

José Antonio Llombart Jaques (EIPSA, Madrid)

Antonio Mari Bernat (ETSI CAMINOS, C. Y P. – UPC, Barcelona)

Francisco Millanes Mato (IDEAM, Madrid)

Santiago Pérez-Fadón Martínez (FERROVIAL AGROMÁN, Madrid)

Carlos A. Prato (UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA, Argentina)

António Reis (IST – UNIVERSIDADE TÉCNICA DE LISBOA, Portugal)

Jesús Rodríguez Santiago (ETS DE ARQUITECTURA, UPM, Madrid)

José Manuel Roesset (TEXAS A&M UNIVERSITY, EE.UU.)

Ana M. Ruiz-Terán (IMPERIAL COLLEGE LONDON, Reino Unido)

Juan Sagaseta Albajar (UNIVERSITY OF SURREY, Reino Unido)

Mike Schlaich (SCHLAICH BERGERMANN UND PARTNER, Stuttgart, Alemania)

Carlos Siegrist Fernández (SIEGRIST Y MORENO, Madrid)

Peter J. Stafford (IMPERIAL COLLEGE LONDON, Reino Unido)

José M^a de Villar Luengo (TORROJA INGENIERÍA, Madrid)

** Incluye además a los Presidentes de las Comisiones Técnicas de ACHE

El Consejo Editorial de la revista tiene como misión la definición de la política editorial (estilo de la revista, redacción, normas de presentación de originales, diseño, creación y orientación de las distintas secciones). El Comité de Redacción se constituye como un comité permanente del Consejo Editorial y se encarga de dirigir y supervisar la gestión diaria de la revista, controlar la selección de contribuciones y tomar las decisiones sobre los contenidos que han de conformar cada número de la revista. La función del Consejo Asesor Científico es la de velar por el prestigio científico y técnico de la revista, promoviendo e impulsando su difusión internacional.

Una descripción más amplia puede consultarse en www.hormigonyacero.com

ÍNDICES Y SERVICIOS DE INFORMACIÓN: *Hormigón y Acero* está indexada en las bases de datos siguientes: Emerging Sources Citation Index/ Web of Science (ESCI/WoS) – ScienceDirect - ICYT - Dialnet - Sumaris - Urbadoc - Catálogo Latindex - Pascal

Todos los derechos reservados. El contenido de la presente publicación no puede ser reproducido, ni transmitido por ningún procedimiento electrónico o mecánico, incluyendo fotocopia, grabación magnética, ni registrado por ningún sistema de recuperación de información, en ninguna forma, ni por ningún medio, sin la previa autorización por escrito del titular de los derechos de explotación de la misma. CINTER DIVULGACIÓN TÉCNICA S.L.L., a los efectos previstos en el artículo 32.1 párrafo segundo del vigente TRLPI, se opone de forma expresa al uso parcial o total de las páginas de HORMIGÓN Y ACERO con el propósito de elaborar resúmenes de prensa con fines comerciales. Cualquier forma de reproducción, distribución, comunicación pública o transformación de esta obra solo puede ser realizada con la autorización de sus titulares es, salvo excepción prevista por la ley. Dirijase a CEDRO (Centro Español de Derechos Reprográficos, www.cedro.org) si necesita fotocopiar o escanear algún fragmento de esta obra. Ni CINTER DIVULGACIÓN TÉCNICA ni la Asociación Española de Ingeniería Estructural tendrán responsabilidad alguna por las lesiones y/o daños sobre personas o bienes que sean el resultado de presuntas declaraciones difamatorias, violaciones de derechos de propiedad intelectual, industrial o privacidad, responsabilidad por producto o negligencia. Tampoco asumirán responsabilidad alguna por la aplicación o utilización de los métodos, productos, instrucciones o ideas descritos en el presente material. Aunque el material publicitario se ajusta a los estándares éticos, su inclusión en esta publicación no constituye garantía ni refrendo alguno de la calidad o valor de dicho producto, ni de las afirmaciones realizadas por su fabricante.

ISSN 0439-5689

Publicación cuatrimestral (3 números al año)

www.hormigonyacero.com

Protección de datos: CINTER DIVULGACIÓN TÉCNICA, S.L.L. declara cumplir lo dispuesto por la Ley orgánica 15/1999, de 13 de diciembre, de Protección de Datos de Carácter Personal.

Suscripciones y atención al cliente

 CINTER DIVULGACIÓN TÉCNICA, S.L.L.
C/Doctor Santero, 7, 28039 Madrid (España)
Teléfono: 913191200
Correo electrónico: cinter@cinter.es

Impresa en España por Gráficas Muriel
Diseño gráfico y maquetación: lete@mgrafico.com

Depósito legal: M-12883-2019

SUMARIO | CONTENTS

MAYO - AGOSTO 2019 | Volumen 70 - Número 288

MAY - AUGUST 2019 | Volume 70 - Number 288

Carta del Director Gonzalo Ruiz	5
Hormigón infraligero: Listo para la práctica <i>Infra-lightweight concrete: Ready for practice</i> Mike Schlaich, Alex Hückler	7
Implementation of buckling in the simplified method of EC4-1-1 for CFT sections <i>Implementación del efecto de pandeo en el método simplificado del EC4-1-1 para secciones tubulares mixtas</i> Albert Albareda-Valls, Jordi Maristany Carreras, Lucrecia Calderón Valdiviezo, Carlos Muñoz Blanc	21
Corte de soporte o pilar sin gatos. Postesado para estructura metálica: Método cuña-contracuña; tecnología derivada <i>Removal of support or pier without jacks. Postensioned steel structure:</i> <i>Wedge-chock method statement; technology derivated</i> Jorge Aparicio García	35
Contribuciones para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes típicos en Argentina en cercanía de fallas activas <i>Contributions for the evaluation of seismic vulnerability of typical bridges in Argentina in proximity of active faults</i> José Anibal Saracho, Gustavo Ariel Perez, José Rodolfo Barlek, Oscar Dip, Eduardo Alberto Castelli	57
Dos pasarelas colgantes para la prosperidad en Nicaragua <i>Two suspension footbridges to prosperity in Nicaragua</i> José Romo Martín, Antonio Cano Fernández-Carrión	77
Nueva terminal oeste del aeropuerto de Argel <i>Algiers airport. New west terminal</i> Iago González Quelle, Rosa González Ruiz y Horacio Gabriel Pieroni	89

MIEMBROS PATROCINADORES DE LA ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL (ACHE)

Según los Estatutos de la Asociación existen dos tipos de miembros, uno para personas jurídicas y otro para personas físicas. De entre los primeros, y por la importancia que tienen para la Asociación por su contribución económica, destacan los miembros Patrocinadores y los Protectores. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos como **Miembros Patrocinadores** los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:



ACCIONA INFRAESTRUCTURAS
Avda. de Europa, 18
28108 ALCOBENDAS (MADRID)



SMARTER, SAFER, STRONGER

ALE HEAVYLIFT IBÉRICA, S.A.
P.I. Los Frailes. Ctra Alcalá de Henares a Daganzo,
km 9. P 101-106, 28814 DAGANZO (MADRID)



Arenas & Asociados

**ARENAS & ASOCIADOS,
INGENIERÍA DE DISEÑO, S.L.P.**
C/ Marqués de la Ensenada, 11 - 3º
39009 SANTANDER



ACE
ASOCIACIÓN DE CONSULTORES ESTRUCTURALES
C/ Jordi Girona 31 - 2º, Edificio TIL-lers
08034 - BARCELONA



CALIDAD SIDERÚRGICA
C/ Orense, 58 - 10º
28006 MADRID

CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.

OFICINA DE PROYECTOS

CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.
C/ Orense, 10
28020 MADRID



CEDEX (Laboratorio Central)
C/ Alfonso XII, 3
28014 MADRID



CONSEJO GENERAL COLEGIOS ARQUITECTOS TÉCNICOS
Paseo de la Castellana, 155 - 1º
28046 MADRID



CYPE INGENIEROS, S.A.
Avda. Eusebio Sempere, 5 - Bajo
03003 ALICANTE



DRAGADOS, S.A.
Avda. Camino de Santiago, 50
28050 MADRID



EDARTEC CONSULTORES
C/ Manufactura, 4 - Planta 2 - Mod. 3
41297 MAIRENA DE ALJARAFA (SEVILLA)



E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS - DPTO. MECÁNICA
Ciudad Universitaria, s/n
28040 MADRID



EUROCONSULT
Avda. Camino de lo Cortao, 17 - Zona Industrial Sur
28703 SAN SEBASTIÁN DE LOS REYES (MADRID)



FCC Construcción
FCC CONSTRUCCIÓN, S.A.
Avda. Camino de Santiago 40
28050 MADRID



FLORENTINO REGALADO & ASOCIADOS
C/ Granja de Rocamora, 18
03015 ALICANTE



GRUPO MECÁNICA ESTRUCTURAL S.L.
C/ Amilcar González Díaz, 18
38550 ARAFO (SANTA CRUZ DE TENERIFE)



HILTI ESPAÑOLA, S.A.
Avda. Fuente de la Mora, 2 - Edificio I
28050 MADRID



INSTITUTO EDUARDO TORROJA
C/ Serrano Galvache, 4
28033 MADRID



IECA
C/ José Abascal, 53 - 2º
28003 MADRID



OVE ARUP & PARTNERS, S.A.
C/ Alfonso XI, 12
28014 Madrid



GRUPO Puentes
Puentes y Calzadas, Grupo de Empresas, S.A.
Ctra. de la Estación, s/n
15888 SIGÜEIRO-OROSO (A CORUÑA)



RÚBRICA INGENIERÍA Y ARQUITECTURA, S.L.
Avda. Hermanos Bou, 246
12003 CASTELLÓN



TECNALIA
Parque Tecnológico de Bizkaia - C/ Geldo - Edificio 700
48160 DERIO (VIZCAYA)

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL (ACHE)

Según los Estatutos de la Asociación existen dos tipos de miembros, uno para personas jurídicas y otro para personas físicas. De entre los primeros, y por la importancia que tienen para la Asociación por su contribución económica, destacan los miembros Patrocinadores y los Protectores. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos como **Miembros Protectores** los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:



APF
ingeniería



CARTA DEL DIRECTOR

En esta carta quisiera informar sobre varios asuntos de interés para *Hormigón y Acero*.

Carlos Thomas, Presidente del Comité Científico del próximo congreso de ACHE que se celebrará en Santander en 2020, nos ha comunicado que se han recibido 620 resúmenes y que ya está en marcha el proceso de revisión. Es una cifra muy alta, que da idea de la vitalidad de la Ingeniería Estructural en España. Al igual que en el Congreso de La Coruña, *Hormigón y Acero* publicará un número especial con los resúmenes aceptados y las comunicaciones completas se editarán en acceso abierto en nuestra página web, www.hormigonyacero.com. Adicionalmente, el Comité Científico realizará una selección de las mejores comunicaciones completas para su publicación como artículos de realizaciones o de investigación en números ordinarios de *Hormigón y Acero*. Dichos artículos también estarán disponibles en acceso abierto en www.hormigonyacero.com, en avance *on-line* desde el primer momento y luego dentro del número correspondiente. Hay que tener en cuenta que, al estar la revista indexada en el *Emerging Sources Citation Index de Web of Science*, la visibilidad de los artículos publicados en la revista es cada vez mayor.

El presente número 288, segundo de 2019, comienza con un artículo de Mike Schlaich y Alex Hückler, de la Universidad Técnica de Berlín, sobre el uso del hormigón infraligero en edificación. Publicado originalmente —en 2017— en la revista alemana *Beton- und Stahlbetonbau*, los autores han querido usar *Hormigón y Acero* para dar su trabajo a conocer a lectores de habla española e inglesa (la versión en inglés está sólo disponible, en acceso abierto, en www.hormigonyacero.com). He de agradecer el trabajo de traducción a ambos idiomas realizado por Juan Pablo Osman Letelier y Abraham Sánchez Corriols.

El segundo artículo, publicado únicamente en inglés, viene de la Universidad Politécnica de Cataluña, en concreto de su Escuela de Arquitectura, y está realizado por Albert Albareda-Valls, Jordi Maristany Carreras, Lucrecia Calderón Valdiviezo y Carlos Muñoz Blanc. Trata sobre el pandeo de secciones tubulares mixtas y su implementación en el método de cálculo simplificado del Eurocódigo 4. Sigue un artículo de Jorge Aparicio García, de la empresa INGETURARTE, sobre la supresión de soportes sin la utilización de gatos. Además de la descripción de la técnica en cuestión, se describe un sistema de postesado de estructuras metálicas derivada de dicha técnica y se hace un análisis histórico de las patentes de postesado. El siguiente artículo viene desde San Miguel de Tucumán, Argentina, y está elaborado por José Anibal Saracho, Gustavo Ariel Pérez, José Rodolfo Barlek, Óscar Dip y Eduardo Alberto

Castelli (del Instituto de Estructuras de la Universidad Tecnológica Nacional, S. M. de Tucumán, y de otras instituciones argentinas). Trata sobre la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes situados cerca de fallas activas, tomando dos puentes típicos en zonas de elevada peligrosidad sísmica como casos de estudio.

José Romo y Antonio Cano Fernández-Carrión, de la ingeniería FHECOR, Madrid, son los autores del siguiente artículo sobre dos pasarelas *hacia la prosperidad*, construidas en Nicaragua. Describe la colaboración entre FHECOR y *Bridges to Prosperity*, una ONG norteamericana, para acercar la prosperidad a dos comunidades rurales nicaragüenses a las que sendos ríos impedían el acceso a colegios, dispensarios y oportunidades de trabajo. Esta iniciativa ha tenido bastante repercusión en medios de comunicación debido a su gran relevancia social, aunque aquí se trata de explicar sus aspectos más técnicos. Es destacable la necesidad de involucrar a la comunidad local en la construcción de las pasarelas para que, posteriormente, puedan encargarse de su mantenimiento. El último artículo de este número describe la nueva terminal oeste del Aeropuerto de Argel. Está escrito por Iago González Quelle (Qube/Univ. P. Cartagena), Rosa González Ruiz (Áliva Ing., Madrid) y Horacio Gabriel Pieroni (Metra Ing, Buenos Aires). Describen meticulosamente los detalles del proyecto y construcción de esta majestuosa nueva terminal, que permite al aeropuerto un incremento de diez millones de pasajeros al año.

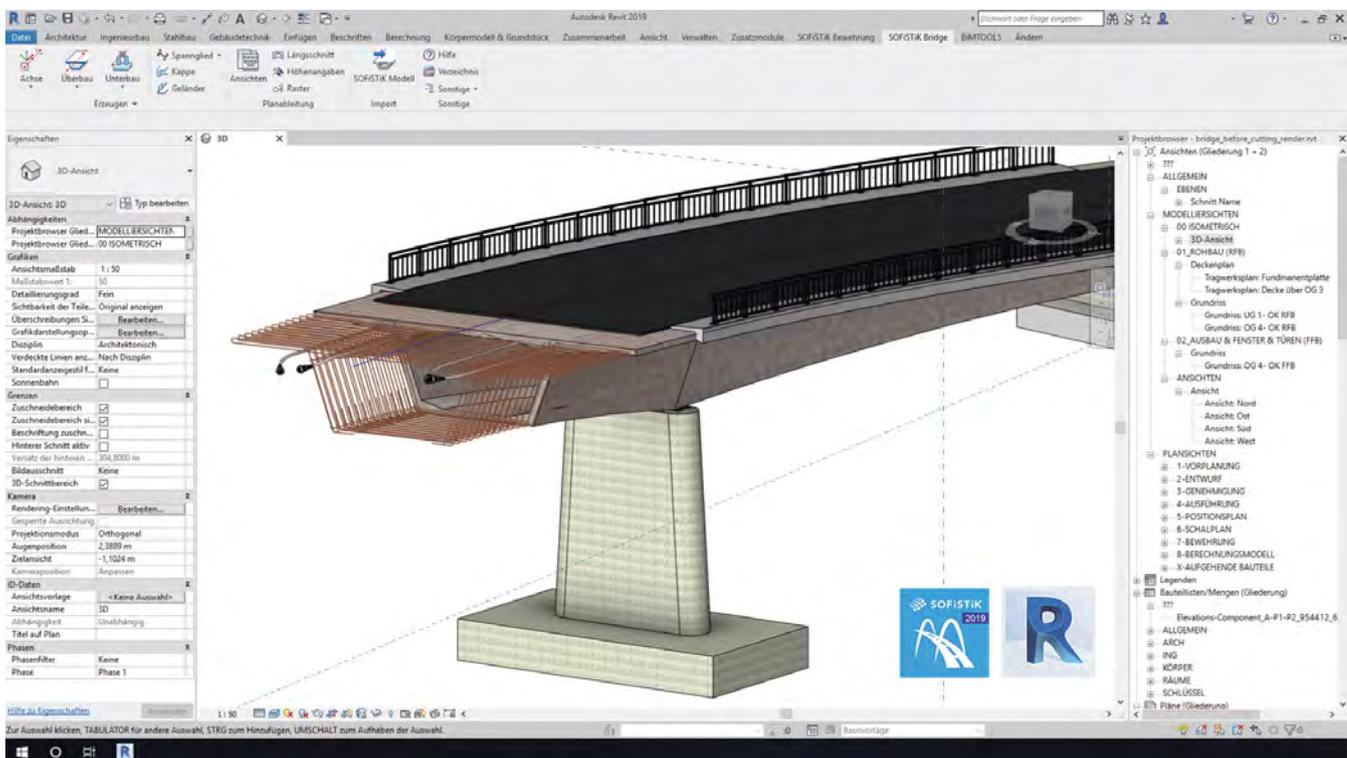
Respecto a los próximos números, el 289 —último de 2019— será el especial dedicado a Javier Manterola. José Romo, editor asociado para dicho número, está terminando de gestionar las revisiones de los artículos invitados. Contaremos con autores excepcionales como Salvador Monleón, Jiri Strasky, Akio Kasuga, Naeem Hussain, Vincent de Ville y Mike Schlaich, además del propio José Romo. El número será presentado públicamente en un acto homenaje a la obra de Javier Manterola que tendrá lugar a principios de 2020 y que anunciaremos oportunamente.

Finalmente, el especial dedicado al Viaducto de Almonte —coordinado por David Arribas Mazarrazin— será doble, cubriendo los números 290 y 291. Será el primero de 2020 y estará compuesto por dieciséis artículos, muchos de los cuales están ya en proceso de producción. Tenemos igualmente la intención de que este número se presente públicamente, con el objetivo doble de dar a conocer este magnífico puente y de difundir *Hormigón y Acero*, especialmente entre estudiantes de nuestras escuelas de ingeniería.

Sin otro particular, disfruta de la lectura y recibe un saludo muy cordial.

SOFISTIK Bridge Modeler para Autodesk® Revit® 2019

- Crea modelos de puentes 3D parametrizados en Autodesk® Revit® 2019.
- Realiza estudios de casos y reduce el tiempo y el costo de planificación.
- La parametrización se mantiene consistente para todo el proyecto.
- Familias genéricas para super/subestructuras, fácilmente modificables.
- Familias creadas desde cero para cumplir con estándares locales.
- Generación automática de vistas de sección, vistas superiores y secciones longitudinales para detallar y documentar sus estructuras.



Disponible en www.hormigonyacero.com

Hormigón y Acero 2019; 70(288):7-19
<https://doi.org/10.33586/hya.2019.004>

Hormigón infraligero: Listo para la práctica*

*Infra-Lightweight Concrete: Ready for practice***

Mike Schlaich^{***,a}, Alex Hückler^b

^a Prof. Dr. Institute of Civil Engineering, Chair of Conceptual and Structural Design, Technische Universität Berlin

^b Prof. Dr. Institute of Civil Engineering, Chair of Conceptual and Structural Design, Technische Universität Berlin

Recibido el 18 de mayo de 2018; aceptado el 4 de febrero de 2019

* Traducción realizada por Abraham Sánchez Corriols y Juan Pablo Osman Letelier del artículo original publicado en la revista alemana "Beton- und Stahlbeton": Schlaich, M. and Hückler, A. (2017), *Infraleichtbeton: Reif für die Praxis*. *Beton- und Stahlbetonbau*, 112: 772–783. doi:10.1002/best.201700046
 ** Translated by Abraham Sánchez Corriols and Juan Pablo Osman Letelier from the original article published in the German journal "Beton- und Stahlbeton": Schlaich, M. and Hückler, A. (2017), *Infraleichtbeton: Reif für die Praxis*. *Beton- und Stahlbetonbau*, 112: 772–783. doi:10.1002/best.201700046

RESUMEN

Hormigón infraligero: después de diez años de investigación en la *Technische Universität Berlin* (TU Berlin) y tras la construcción de una vivienda piloto hace diez años como prueba de la eficacia de este innovador material, el hormigón infraligero está listo para la práctica. Los riesgos implicados que toda innovación lleva consigo son ahora previsibles. Para aquellos que quieran usar este hormigón estructural de alto rendimiento o investigarlo más a fondo, encontrarán en este artículo un resumen de lo más importante acerca de este material, el cual permite estructuras de hormigón visto que prácticamente no necesitan ninguna medida adicional de aislamiento térmico. Los resultados alcanzados hasta ahora por los autores y la investigación en curso son presentados en detalle. El diseño estructural apropiado con este material y su potencial de forma serán también discutidos, así como los requisitos necesarios para su aprobación, ya que su uso no está cubierto por los Eurocódigos. Finalmente, se presentan algunos edificios de hormigón infraligero construidos hasta ahora y otros que están siendo actualmente planificados.

© 2019 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: hormigón infraligero; diseño estructural; detalles estructurales; aprobación en casos singulares; aplicaciones

ABSTRACT

After ten years of research at the *Technische Universität Berlin* (TU Berlin) and a first house, which has proved itself successful for ten years, *Infra-Lightweight Concrete* is now ready for practice. The risks associated with any innovation are now manageable. For those who want to use or further explore this high-performance concrete as a load-bearing thermal insulation material, this paper first summarizes the most important things about such very light concretes which allow for fair-faced structures without any additional heat insulation measures. The further results of our recent and ongoing research are presented in detail. The material-compatible development of structural details and the design potential of such new concretes are discussed as well as the project-specific approval still required in practice in each individual case. At the end, the paper presents the small number of buildings that have been built until now and are currently being planned.

© 2019 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: *Infra-Lightweight Concrete*; structural design; structural details; approval in the individual case; application

1. INTRODUCCIÓN - LO MÁS IMPORTANTE A SABER SOBRE HORMIGÓN INFRALIGERO

El hormigón infraligero (ILC) de seguro no promete una revolución en la construcción como la originada por el hormigón

armado alrededor del año 1900 o posteriormente por el hormigón pretensado a mediados del siglo pasado. Sin embargo, es tan ligero y con esto a su vez un excelente aislante térmico, que puede ser usado para la construcción de estructuras de hormigón visto que cumplan con los requisitos actuales de ahorro de energía sin la necesidad de aislamiento adicional. Dichos edificios con muros exteriores, hechos prácticamente de un solo

*** Autor para correspondencia.
 Correo electrónico: Schlaich@TU-Berlin.de



Fig. 1. Casa construida con hormigón infraligero en Berlín-Pankow (2007).

material mineral ("aislamiento térmico portante") simplifican los detalles estructurales de forma considerable y permiten de este modo un diseño más libre. Este material poroso ofrece una buena climatización de las viviendas. Además es reutilizable, ya que no está adherido de forma permanentemente con otros materiales. La vivienda con muros exteriores de ILC (Fig. 1) construida en Berlín en 2007 [1] muestra además que este material ligero puede resistir sin problemas las diferentes condiciones climáticas.

El hormigón infraligero alcanza actualmente resistencias medias a la compresión de hasta $f_{cm} = 13$ MPa [2], que según los criterios de conformidad corresponde a un LC8/9 permitiendo su uso en edificios de varios pisos. El hormigón infraligero ofrece las ventajas del hormigón estructural, tales como superficies con formas libres en fachadas y hace posibles elementos estructurales como por ejemplo vigas perimetrales o dinteles para grandes luces sometidas a flexión. En el marco de un proyecto actual en la TU Berlín (ver sección 2.2.1). Se está ensayando en muros de prueba una mezcla mejorada con una resistencia media a la compresión de una probeta cúbica de hasta 18 MPa con una densidad aparente seca cerca de los 800 kg/m^3 (Fig. 3). Al mismo tiempo, dependiendo de la resistencia, la conductividad térmica puede estar entre $\lambda_w = 0,14$ y $0,19 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$, cumpliendo así con la *Energieeinsparverordnung* (EnEV) [3] (Normativa de ahorro de energía) para un edificio con un espesor de muro de aproximadamente 50 a 60 cm. Futuras exigencias más estrictas podrían ser tratadas con la activación del muro.

En lo que respecta a los costes, es difícil establecer una afirmación clara. En Berlín, el hormigón infraligero como "hormigón según sus propiedades" (por ejemplo, especificación de la resistencia a la compresión) es aproximadamente 3 veces más caro que el hormigón normal. Un poco por encima está el precio de un "hormigón según su composición" siendo alrededor de 4 a 5 veces más caro. Esto se debe, por un lado, al elevado precio de las materias primas. Por otro, el material aún

no se encuentra (todavía) lo suficientemente consolidado en el sector de la construcción. Por esta razón, las plantas de hormigón deben recargar sus depósitos según las materias primas requeridas. En un cálculo de los costos en el ciclo de vida útil, ingl.: *Life-Cycle-Costing* (LCC) [4], un muro de hormigón visto hecho de hormigón infraligero es comparable con una fachada estructural de hormigón convencional como un sistema de aislamiento térmico exterior (SATE), especialmente cuando junto al aislamiento térmico también se considera la alta durabilidad del muro monolítico de hormigón. En comparación con sistemas más complejos, como por ejemplo muros de dos capas con aislamiento interior o revestimientos de piedra, el muro de hormigón infraligero es con seguridad más barato.

Una desventaja que cualquier uso del hormigón conlleva es la "huella de carbono" del cemento. La piedra caliza se "desacidifica" a través del calentamiento en la producción de cemento Portland, convirtiéndose en dióxido de calcio activo hidráulicamente y dióxido de carbono. A este contenido de CO_2 asociado a la materia prima se le agrega una parte relacionada con la energía, ya que se consume energía térmica y eléctrica durante el proceso de cocción. En la actualidad (VDZ-Umweltbericht 2015, Tabla 5-2 [5]), por cada tonelada de cemento, se generan unas 0.4 t de CO_2 debido a las materias primas y alrededor de 0.16 t de CO_2 relacionadas con la energía. El mayor consumo de cemento lo tuvo China en 2014, con 2454 millones de toneladas por año (2.º EE. UU., 3.º Europa), mientras que Alemania ocupó el sexto lugar con 27 millones de toneladas con el mayor consumo en Europa. En general, la producción de cemento representa el 7% de las emisiones globales de CO_2 . En el caso del ILC800, con un contenido de cemento de 333 kg/m^3 (Tabla 1), 132 kg de CO_2 están relacionados con la materia prima y 53 kg de CO_2 , con la energía.

Los estudios iniciales por medio de un análisis de ciclo de vida, también conocido como balance ecológico o en inglés *Life Cycle Assessment* (LCA) [4] para la sostenibilidad han dado como resultado que el CO_2 equivalente a una pared exterior

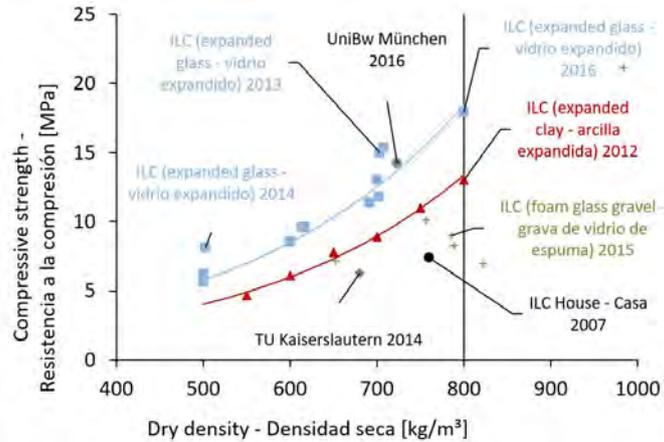


Fig. 2. Resultados de la investigación de la composición de varias mezclas de ILC.

de ILC durante un ciclo de vida es similar al de una pared de hormigón con SATE. Los análisis de ciclo de vida también muestran que, dependiendo de los parámetros seleccionados y de la consideración del *End-of-Life*, se pueden obtener resultados muy diferentes.

En el "sistema alemán de evaluación para la construcción sostenible de edificios" [6], los enfoques de evaluación no parecen ser aplicables para el ILC. Es cuestionable, por ejemplo, cómo el humo de sílice, que a menudo se agrega al ILC, puede usarse razonablemente en el balance de energía, ya que es un material de desecho de la industria del silicio. ¿Qué periodo contable es razonable en el caso de una construcción duradera como la con ILC? ¿Cuál es la vida útil de servicio de un muro de ILC? ¿Cuáles son los intervalos de tiempo realistas para reemplazar una fachada de SATE? ¿Cuáles son los costos de mantenimiento de un muro de ILC?

Como en todas las otras áreas mencionadas aquí, existe una necesidad de investigación y desarrollo. También para que el hormigón infraligero encuentre una manera de entrar en la estandarización, los fundamentos de este material deben seguir siendo investigados. Sin embargo, en la actualidad se ha avanzado tanto, que los muros exteriores de ILC (producidos *in situ* o como piezas prefabricadas) pueden considerarse como una alternativa a los sistemas de muros convencionales. Los resultados obtenidos hasta ahora en la TU Berlin, así como los proyectos de investigación actuales y los planeados para el futuro se presentarán brevemente en la próxima sección.

2. ESTADO ACTUAL DE LA INVESTIGACIÓN

2.1 Aspectos generales

De acuerdo con el Eurocódigo EC2 [7], la densidad aparente seca del hormigón ligero está entre 800 y 2000 kg/m³. Mientras que los hormigones porosos y espumados muy ligeros han sido utilizados para mampostería durante décadas (la cual debe ser enlucida/protegida después del ensamblaje), el hormigón ligero estructural con una densidad aparente seca menor a 800 kg/m³ prácticamente no ha sido utilizado para elementos estructurales prefabricados de grandes superficies.

Basado en los límites de pesos del EC2 llamamos a un hormigón tan ligero hormigón infraligero [1], ya que su densidad aparente es inferior (lat. infra) a la densidad aparente normal del hormigón ligero.

El hormigón infraligero se logra al reemplazar el árido de roca pesada habitual por uno muy liviano, como arcilla expandida, vidrio expandido, grava de espuma de vidrio, piedra pómez o toba. Mediante el uso de agentes inclusores de aire, la densidad aparente seca se puede reducir aún más a través de una entrada de aire adicional en la matriz de cemento. También se obtienen efectos similares con estabilizadores y una mayor relación agua/cemento (a/c), a través de lo cual el exceso de agua se une primero, dejando poros de aire después del secado. A pesar del contenido de poros de aire del ILC de más del 20%, la matriz porosa está cerrada. La porosidad incluso permite una buena resistencia en ciclos de hielo-deshielo (véase sección 3.2.2). Por lo tanto, hay muchas formas de alcanzar el objetivo. En la Tabla 1 se muestran las composiciones de ILC (densidades aparentes secas $\rho_{tr} < 800 \text{ kg/m}^3$). Aquellos con áridos ligeros (engl.: *lightweight aggregates*, LWA) de arcilla expandida, fueron utilizados en 2007 [1] para la vivienda ya mostrada (en ese momento asesorado por el Prof. HILLEMIEJER de la TU Berlin, y por el Prof. THIENEL de la UniBw München), así como su mejora en varias mezclas de ILC con densidades aparentes secas de entre 600 y 800 kg/m³ [8]. Esto condujo a un estudio exhaustivo sobre el comportamiento a flexión de diferentes configuraciones de vigas dando como resultado el poder ahora dimensionar las vigas de ILC [2].

Para un edificio experimental construido [9] en 2014 en la TU Kaiserslautern, se utilizó hormigón infraligero con una densidad aparente seca de $< 700 \text{ kg/m}^3$ con áridos ligeros de vidrio expandido. La mezcla y los resultados del monitoreo de la construcción se publicaron en 2016 en *Beton- und Stahlbetonbau* por SCHULZE Y BREIT [10]. CALLSEN Y THIENEL [11] desarrollaron una composición basada en una mezcla de arcilla expandida y vidrio expandido para los muros exteriores de una vivienda familiar. La Fig. 2 muestra la eficiencia (resistencia a la compresión *versus* densidad aparente seca) de las composiciones desarrolladas en la TU Berlin en función de los áridos ligeros, así como los resultados obtenidos en Múnich y Kaiserslautern.

En el transcurso de varios proyectos de investigación [12], que condujeron a dos tesis doctorales y un gran número de

trabajos de fin de carrera en el Departamento de diseño Conceptual y Estructural de la TU Berlin, nos hemos acercado al nuevo material. Los resultados, las propiedades de este hormigón y el comportamiento del hormigón infraligero armado se agrupan según estos temas en la sección 3.

2.2 Proyectos actuales de investigación en la TU Berlin

2.2.1 Elementos de hormigón infraligero multifuncional (MultiLC)

En el curso del proyecto de investigación financiado por el Ministerio Federal de Educación e Investigación (BMBF) "MultiLC – Componentes multifuncionales de hormigón ligero con propiedades no homogéneas" [13], elementos exteriores que son agentes de calentamiento, enfriamiento, difusión y a su vez descomponen sustancias contaminantes, se están desarrollando actualmente en cooperación con varios socios de la industria (Heidelberg Cement, Sika Alemania, Transsolar, schlaich bergermann partner). El proyecto está dirigido a una solución general para una construcción eficiente en cuanto a recursos, respetuosa con el medio ambiente, funcional, estética, reciclable y sostenible.

Parte del proyecto consiste en la investigación de los elementos compuestos de ILC800 (cáscara) y ILC600 (núcleo). Después de ensayos preliminares exitosos de pequeño y mediano tamaño (vigas y muros a escala 1:2) de carga y de deformación, se produjeron prototipos 1:1 con secciones transversales en capas (Fig. 3) en la planta de prefabricados (Heidelberger Betonelemente Laußnitz) y fueron analizados en lo referente al ahorro de energía en la TU Berlin. La producción mediante el proceso "húmedo sobre húmedo" permitió que se consiguiera una unión suficiente entre capas, de modo que no se produjera delaminación debido a la contracción o la tensión externa aplicada en las pruebas preliminares. En función del efecto de los ciclos de temperatura entre -20°C y $+50^{\circ}\text{C}$ en base a el muro de prueba mostrado en la Fig. 3, además de la durabilidad, se determina experimentalmente un valor U "efectivo", que resulta de la activación del muro. El agua fluye a través de las esteras del tubo capilar bajo la superficie del elemento con temperaturas de flujo de 5°C , 10°C y 15°C . El valor U "efectivo" esperado es entonces entre $U_{\text{eff}, 15^{\circ}\text{C}} = 0,12 \text{ W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$ y $U_{\text{eff}, 5^{\circ}\text{C}} = 0,24 \text{ W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$ en lugar del valor U estático de $U_{\text{bem}} = 0,38 \text{ W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$. Ya para $U = 0,24 \text{ W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$, se ha alcanzado el valor de referencia de EnEV para muros exteriores. Las aguas grises y/o las aguas subterráneas se pueden usar como fuente de calor en el edificio real, teniendo en cuenta que la temperatura de flujo depende de la profundidad debajo el nivel del suelo y la región. A una profundidad de 20 m, por ejemplo, la temperatura del agua subterránea en Berlín se sitúa en torno a los 12°C , y en el campo apenas por debajo de los 9°C [14]. El consumo energético de la bomba para la activación del aislamiento térmico es menor de $0,1 \text{ kWh}/(\text{m}^2\cdot\text{a})$.

2.2.2 Muro barra

En el caso de "muros barra" (Fig. 4), la transferencia vertical de la carga es principalmente transferida por núcleos esbeltos, hechos de hormigón de alta resistencia o de la misma armadura. Con este novedoso método de construcción, el ILC estabiliza el núcleo de carga contra el pandeo perpendicular al eje del elemento estructural. Esto da como resultado un diseño que tiene en cuenta las ventajas y desventajas de los materiales

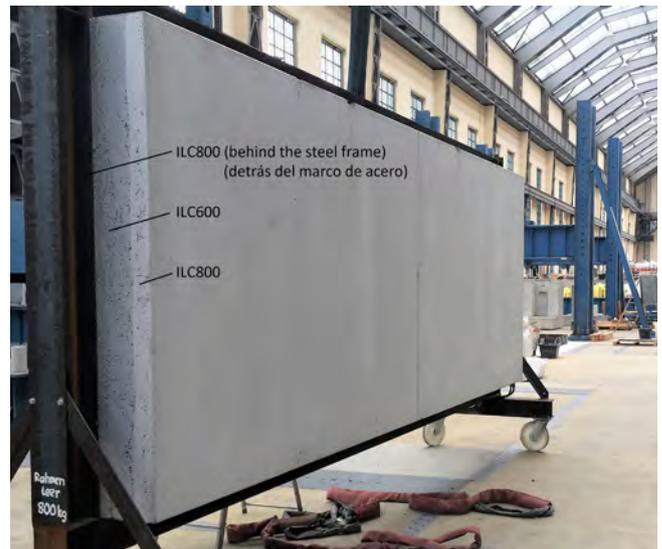


Fig. 3. Muro de ensayo (2 m x 6 m) de hormigón en capas, ILC800 (cáscara) y ILC600 (núcleo) en la nave de ensayos de la TU Berlin.

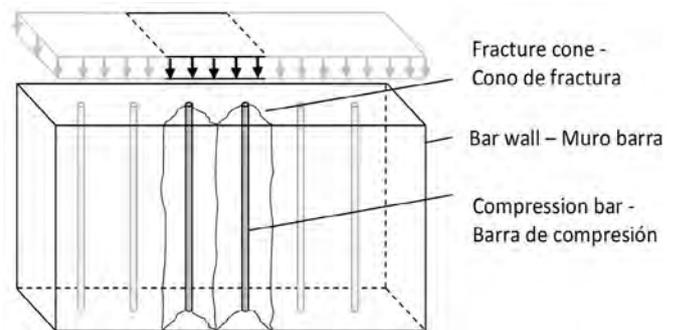


Fig. 4. Muro barra con núcleo de carga de UHPC y cono de rotura de ILC [15].

considerados y los utiliza de forma óptima.

El objetivo es desarrollar un concepto de construcción para los elementos verticales con el fin de hacer una contribución a la eficiencia energética en la construcción. Con este método de construcción monolítico, el ILC continuará cumpliendo su función de aislamiento térmico y protección contra la intemperie, pero limitada a solo estar involucrada en la transferencia de carga vertical. En particular, para estructuras que se encuentran sobre el límite para edificios de gran altura (altura de rescate de más de 23 metros), los muros barra pueden transferir las altas cargas verticales en los pisos inferiores.

2.2.3 Prefabricación de componentes de ILC (ILVO)

Debido a la urgente demanda actual en Alemania de construcción de viviendas, la construcción prefabricada ofrece una serie de ventajas para la nueva construcción residencial como un método de construcción económico, eficiente y bajo en emisiones. Con piezas prefabricadas de gran tamaño, que tienen su superficie por ambos lados listas para su uso, se pueden construir edificios duraderos y sostenibles en combinación con sistemas de forjados prefabricados existentes, como por ejemplo, construcciones compuestas de madera y hormigón o de paneles de madera.

Las condiciones para la construcción prefabricada con ILC aún no se han explorado completamente y son el tema de un

proyecto de investigación de dos años financiado por la Fundación Federal Alemana para el Medio Ambiente (*Deutsche Bundesstiftung Umwelt*, DBU). El proyecto, que comenzará en primavera de 2018, tiene como objetivo transferir los conocimientos adquiridos hasta el momento por la TU Berlin en la construcción de viviendas de varios pisos con la cooperativa de viviendas HOWOGE en Berlín. Los arquitectos e ingenieros están trabajando en estrecha colaboración con la cooperativa de viviendas, el fabricante de elementos prefabricadas Tinglev y la empresa de ingeniería Transsolar para desarrollar estos elementos listos para su uso en un nuevo proyecto de construcción residencial.

3. TECNOLOGÍA DEL HORMIGÓN INFRALIGERO

3.1 Composición y producción

La producción de hormigón infraligero, como es habitual en el hormigón normal y el hormigón ligero, no está fijada en lo que respecta a materias primas o a una mezcla única. Las mezclas desarrolladas en la TU Berlin (Tabla 1) están compuestas de



Fig. 5. Áridos ligeros: grava de espuma de vidrio, arcilla expandida, vidrio expandido.

cemento, agua, áridos ligeros, humo de sílice, superplastificante y estabilizador. Todavía no se puede establecer si la utilización de arcilla expandida, el granulado de vidrio expandido (Fig. 5) u otro árido ligero puede conducir a mejores resultados. Nuestro equipo en la TU Berlin tiene hasta ahora más experiencia con mezclas de arcilla expandida. Sin embargo, las mezclas de vidrio expandido prometen mayores resistencias.

TABLA 1
Comparación de la composición y propiedades de los materiales de diferentes ILCs.

	TU Berlín					TU Kaiserslautern	UniBw München
	2007 [1] cf. ILC800	2012 [8] cf. ILC800	ILC800	ILC750 2016 [17] ¹⁾	ILC700	2016 [10] cf. ILC700	2016 [11] cf. ILC750
	Composición [kg/m ³]						
Cemento	330	322	333	295	260	370	350
Agua	165	157	185	175	164	136	149
Humo de sílice							
- UniBw Múnich, proporción de cenizas volantes	-	57	66	68	70	-	118 (Distribución desconocida)
Áridos ligeros		Arcilla expandida (seca)				vidrio expandido	vidrio expandido 1/2, 2/4 y Arcilla expandida (seca)2/6
	0/2-200 1/4-25 2/8-170	0/4-135 1/4-78 2/8-190	0/2-73 1/4-97 2/6-147	0/2-59 1/4-103 2/6-160	0/2-46 1/4-108 2/6-173	0,25/0,5-74 1/2-74 4/8-62	215 (Distribución desconocida)
Agentes aireantes	2,0	-	-	-	-	-	
Plastificante	-	4,8	3,52	3,36	3,19	5,8	
Estabilizador	-	0,46	0,63	0,53	0,45	0,5	
Impermeabilizante	-	-	-	-	-	1,3	
Retracción	-	-	-	-	-	9,2	
Agentes espumantes	-	-	-	-	-	7,4	Mezcla de aditivos fluidificantes/plastificantes, aireantes y retardantes
	Propiedades determinadas experimentalmente						
Den. aparente fresca/seca $\rho_{p/r}$ [kg/m ³]	1000/760	1050/780	1075/809	1009/766	947/711	720 740/650-700	749/723
Resistencia cúbica, $f_{icm,150}$ [MPa]	7,0	13,0	13,4	11,4	9,6	6,3	14,2
Resist. a tracción, f_{icm} [MPa]	0,66	1,02	0,87	0,76	0,65	0,48	0,71
Módulo de elasticidad E_{icm} [MPa]	4000	5500	3900	3500	3100	3500	5273
Conductividad térmica, $\lambda_{m,10}$ [W/(mK)]	0,181	0,193	0,193	0,178	0,166	0,15	0,185
Condiciones de almacenamiento	Baño de agua		4 días en encofrado, seguido de 20°C y 35% humedad rel.			22°C y 55% humedad rel.	ca. 95% humedad rel.

¹⁾ ILC600 and ILC650 ver [2]

²⁾ Calculado de acuerdo al ensayo de flexión [26] $f_{icm} = 0,9 f_{icm,0,40} / 1,7$

Cuando se utiliza un mezclador, las palas deben estar forradas de plástico para evitar una trituration de los áridos ligeros. De lo contrario, el contenido de árido fino es mayor al aumentar el tiempo de mezclado, lo que influye negativamente en las propiedades del hormigón. Además, al igual que con el hormigón ligero, debe tenerse en cuenta la absorción de agua del árido ligero [16]. Dependiendo del material y del tamaño del grano, los áridos ligeros absorben diferentes cantidades de agua, que ya no están disponibles en la mezcla de hormigón durante el proceso de hidratación y, por lo tanto, deben agregarse adicionalmente. Como regla general, esta proporción de agua de succión se agrega al agua de la relación a/c y el tiempo de mezcla se incrementa hasta que se produce la consistencia deseada después de la absorción de agua por los áridos ligeros. La determinación de la cantidad de absorción de agua es a menudo difícil, ya que los áridos ligeros no siempre pueden suministrarse con el mismo contenido de humedad intrínseca, lo que conduce a variaciones indeseables en las propiedades del hormigón. Si los áridos ligeros están saturados, el exceso de agua conlleva un aumento del contenido de humedad del hormigón endurecido, lo que puede conducir a una mayor conductividad térmica y a una reducción de la resistencia a las heladas. El agua absorbida dentro de los áridos lleva un "curado interno" [16], es decir, agua disponible durante más tiempo para facilitar la hidratación. Los poros más bien cerrados de vidrio expandido exigen una menor proporción de agua de succión, por lo cual se debe humectar menos previamente, esperándose así un menor curado interno. De acuerdo con el estado del arte actual, no se recomienda bombear arcilla expandida o mezclas de vidrio expandido porque la presión de la bomba fuerza el agua hacia el árido ligero, lo que endurece la mezcla y puede obstruir las tuberías. Además, los poros de aire son expulsados de la pasta de cemento, lo que conduce a un aumento de la densidad.

El hormigón infraligero no debe compactarse de manera clásica con los vibradores internos, ya que de lo contrario el aire es expulsado de la pasta de cemento, lo que resulta en una densidad aparente demasiado alta e incluso puede causar una segregación. Opcionalmente, las medidas de compactación (como vibradores externos, golpes) pueden ser útiles por razones ópticas, por ejemplo, para evitar un nivel irregular de la superficie del hormigón.

3.2 Propiedades

3.2.1 Propiedades del hormigón fresco

Las propiedades del ILC descritas a continuación se refieren a las mezclas investigadas del ILC600, ILC650, ILC700, ILC750 y ILC800 de [17], que se enumeran parcialmente en la Tab. 1. En la tecnología del hormigón ligero, la densidad aparente y la resistencia son las propiedades más importantes. La densidad aparente del hormigón fresco es una característica importante de control de calidad durante la producción, ya que se puede utilizar para estimar la densidad aparente seca. La densidad aparente fresca del ILC es de aproximadamente 190 a 230 kg/m³ (ILC600 a ILC800) por encima de la densidad aparente seca. Dado que la compactación con vibradores internos puede afectar adversamente a las propiedades (densidad y resistencia), el ILC descrito aquí se concibió como un hormigón prácticamente autocompactante. Se puede suponer una consistencia auto-

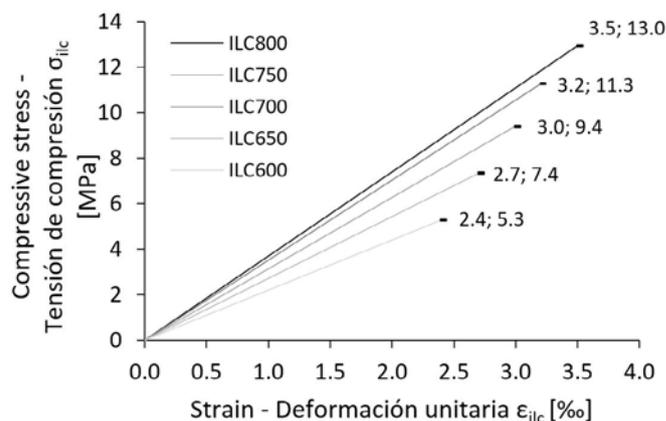


Fig. 6. Relación ideal tensión-deformación del ILC bajo compresión.

compactante del ILC si se produce un flujo de asentamiento de más de 600 mm.

3.2.2 Hormigón endurecido

El ILC se comporta en el nivel de visión mesoscópica (es decir, en el rango milimétrico) donde, en términos simplificados, se puede considerar como un sistema binario no homogéneo de matriz y árido, como el LC [2]. El comportamiento estructural del hormigón infraligero o ligero bajo compresión está dominado por la matriz y no por el árido, como ocurre en el hormigón normal. Las microfisuras se desarrollan solo poco antes de que se alcance la resistencia de la probeta, por lo que el ILC se comporta de forma casi lineal. Un fenómeno que aún no se ha investigado es que la deformación unitaria de ruptura media aumenta con el incremento de la resistencia a la compresión media (ε_{ilcm1} = 2.4 ‰ hasta 3.5 ‰ para f_{ilcm} = 6 MPa hasta 13 MPa). Debido a su relación tensión-deformación elástica-lineal, se puede considerar un módulo de elasticidad constante (E_{ilcm} = 2300 hasta 3900 MPa) hasta la carga de rotura (Fig. 6).

Según la norma [18], el almacenamiento de la probeta tiene lugar en un baño de agua o, de acuerdo con el Anexo Nacional Alemán al Eurocódigo [19], durante 6 días con una humedad relativa del 95% y después en atmósfera estándar a 20 °C y 65% de humedad relativa. En la práctica, sin embargo, las probetas de hormigón ligero usualmente se almacenan después del desencofrado hasta el ensayo con un 95% de humedad relativa.

Las propiedades de hormigón endurecido desde el ILC600 al ILC800 [17] se determinaron en probetas de ensayo idénticas a las correspondientes vigas de ensayo, con un tiempo de estancia de aproximadamente 4 días en el encofrado, y luego se almacenaron hasta alcanzar la edad de 28 días bajo condición climática "seca" de 20 °C y 35% de humedad relativa. Se encontró que el contenido de humedad, dependiendo del tipo de almacenamiento de las probetas de ensayo, tiene un efecto significativo sobre el comportamiento estructural y la deformación (resistencia y módulo de elasticidad). Una serie de experimentos con diferentes condiciones de almacenamiento dio como resultado un aumento medio del módulo de elasticidad en un 32% y de la resistencia a la compresión del cilindro en un 15% cuando todas las probetas de ILC se almacenaron en agua.

Respecto al comportamiento a largo plazo del ILC con y sin carga, es decir, fluencia y contracción, se encuentran a disposición diferentes resultados. No hay una norma alemana que regula la prueba de hormigón en fluencia y retracción. Existen normas para probar "productos y sistemas para la protección y reparación de estructuras de hormigón", en la Parte 4 (DIN EN 12617-4 [20]) la contracción y la fluencia de probetas con dimensiones de 40 mm · 40 mm · 160 mm son determinadas. En 2007, las mediciones en la TU Berlin sobre tales probetas mostraron un acortamiento de 0.9 mm/m por contracción y 5.0 mm/m por fluencia (incluyendo la parte elástica y de contracción) con una tensión de compresión de $0.5 \cdot f_{ck}$ [11]. Sin embargo, es cuestionable si los resultados en tales probetas pequeñas son transferibles a dimensiones de elementos reales.

En la TU Kaiserslautern, se realizaron mediciones de contracción en tres vigas que miden 150 mm · 150 mm · 700 mm como parte de las investigaciones en un edificio experimental de ILC (finalizado en 2014). Se produjeron después de 180 días acortamientos de 0.7 mm/m sin reductor de contracción (véase la Fig. Tab 1), y sin este el acortamiento resultante se encuentra comprendido entre 1.4 mm/m a 1.6 mm/m [10].

Tanto en el informe *DAfStb-Heft 422* [21] del "Comité Alemán para el Hormigón Armado" como en las recomendaciones de RILEM [22] se proponen cilindros preferiblemente con un diámetro de 150 mm y una altura de 600 mm para determinar los valores de fluencia y la retracción. En base a esto, se realizaron mediciones de fluencia y retracción para emitir una "aprobación en casos singulares" (*Zustimmung im Einzelfall, ZiE*, ver capítulo 6) para una vivienda unifamiliar en el pueblo de Aiterbach (finalizada en 2015). Las muestras de ensayo seleccionadas fueron cilindros estándar con un diámetro de 150 mm y una altura de 300 mm. Las probetas se controlaron durante 428 días. Tras 180 días, se registró 0.8 mm/m de retracción y 1.8 mm/m de fluencia (incluyendo elasticidad y retracción) [11].

3.3 Durabilidad

3.3.1 Cobertura de hormigón

En el hormigón, la armadura de acero está protegido contra la corrosión por un ambiente alcalino (valor de pH entre 12.5 y 13.5), lo que se denomina pasivación. El agua y el dióxido de carbono causan una carbonatación en el hormigón, que disuelve la pasivación y progresa a diferentes velocidades dependiendo del tipo de hormigón y las condiciones ambientales (clase de exposición). La profundidad de carbonatación se calcula utilizando la raíz cuadrada del tiempo [23].

$$y = k \sqrt{t} \quad (1)$$

con: y Profundidad de carbonatación [mm]
 k Coeficiente de carbonatación [mm/año^{0.5}]
 t Edad del hormigón [año]

El coeficiente de carbonatación k describe el progreso de carbonatación de un hormigón y es $k = 3 \text{ mm} / \text{a}^{0.5}$ para un hormigón normal [23]. Es decir, después de 100 años, la carbonatación ha progresado 30 mm. Las mediciones en la TU Berlin mostraron para ILC $20 < k < 30 \text{ mm} / \text{a}^{0.5}$, ¡lo que conduce a una profundidad de carbonatación de 200 a 300 mm para

una misma edad del hormigón! Con una hidrofobización de la superficie basada en silano, k se reduce de 15 a 20 mm/a^{0.5}. Por lo tanto, no se evita el riesgo de corrosión de la armadura, pero la superficie está protegida contra la intemperie y se evitan las grietas superficiales reticulares. En la vivienda unifamiliar de 2007 (Fig. 1), también se utilizó una hidrofobización de este tipo. Desde entonces, la superficie de hormigón se ha mantenido en buenas condiciones. La armadura utilizada aquí fue fibra de vidrio (FRP) en los muros exteriores de ILC. Más rentable que el FRP y más cercano a las propiedades mecánicas de una armadura "negra" (y también flexible) es la armadura de acero galvanizado. Este se está utilizando actualmente en un proyecto en Berlín-Lichtenberg, el *Betonoase* (Fig. 12), para el revestimiento del edificio realizada en ILC. La variante más cara sería la armadura de acero inoxidable. Para la armadura no corrosiva la adherencia entre armadura y hormigón es decisiva para determinar la cobertura de hormigón. De acuerdo con el EC2 [7], para hormigón ligero, la cobertura mínima para asegurar la adherencia con la armadura debe aumentarse en 5 mm debido a la resistencia a tracción reducida del hormigón. Esto también se aplica al ILC. Los valores mínimos de protección contra la corrosión se aplican por igual al hormigón normal y ligero, aunque se ha demostrado que, al menos para un hormigón ligero con 800 kg/m³, la velocidad de carbonatación y con ello el riesgo de corrosión son muy altos. Un efecto positivo de la rápida carbonatación del ILC es que un elemento completamente carbonatado evita al medio ambiente aproximadamente 55 kg de CO₂/m³ durante su vida útil (ejemplo de cálculo en un hormigón con un contenido de cemento de 360 kg/m³ [23]). Esto corresponde a aproximadamente 1/3 del CO₂ resultante de la desacidificación (ver Sección 1).

3.3.2 Resistencia a los ciclos hielo-deshielo

Para un análisis más detallado de la resistencia a los ciclos hielo-deshielo del hormigón infraligero, se llevaron a cabo ensayos con las mezclas ILC800 e ILC600 de acuerdo con DIN CEN/TS 1290-9: 2006 [24] como parte de un proyecto de investigación ("INBIG – Hormigón infraligero en viviendas de varios pisos" [4]). La composición del ILC800 según la Tab. 1 también cumple los requisitos de las clases de exposición XF1 y XF3 directamente a la intemperie, es decir, sin recubrimiento superficial (hidrofobización). El ILC600 no se puede usar XF3 sin tratamiento de la superficie; no es posible realizar una evaluación para XF1 debido a la falta de un requisito.

3.3.3 Protección frente a incendio

En la "norma alemana de protección contra incendios" [25] están enlistados los materiales de construcción no combustibles (material de construcción clase A1). Estos incluyen principalmente hormigones de acuerdo con el EC2 [7]. Aunque el ILC no se incluye debido a su menor densidad aparente seca y resistencia, la descripción general se aplica "a los materiales de construcción que contienen no más del 1% (fracción másica) de constituyentes orgánicos distribuidos homogéneamente" [25]. Por lo tanto, se clasifica como no combustible.

Los elementos estructurales de ILC se pueden dimensionar de acuerdo con el EC2-1-2 [26]. La cobertura mínima de hormigón garantiza que la armadura esté protegida contra altas temperaturas. Como el ILC tiene mejores propiedades de aislamiento térmico, se mantiene del lado de la seguridad.

No obstante, el peligro de desprendimiento del hormigón aún debe ser investigado incluso cuando este riesgo esta más bien asociado al hormigón de alta resistencia.

4. BASES DE CÁLCULO PARA EL DISEÑO

4.1 Método

El hormigón infraligero se utiliza principalmente para los muros exteriores de los edificios y dichos muros por lo general transfieren, además de su propio peso, las cargas de los forjados y del tejado también. Si tales cargas se distribuyen uniformemente en toda la longitud de la sección del muro aplicada de forma céntrica, se trata entonces de regiones B (B de BERNOULLI), y la pared puede dimensionarse a compresión pura. La armadura solo es necesaria para evitar grietas por retracción. Sin embargo, casi siempre ocurren discontinuidades geométricas o estáticas, como ventanas, huecos o la transferencia de cargas concentradas o excéntricas y, como en el caso del hormigón normal, tales regiones D se dimensionan mejor de acuerdo con el método de bielas y tirantes. En el área de tracción (tirantes), se inserta una armadura adicional en la pared de hormigón infraligero.

Incluso dinteles delgados, balcones u otros elementos en voladizo se pueden hacer de hormigón infraligero, siempre que las luces no sean demasiado grandes. Estas áreas de flexión se pueden dimensionar según el método presentado a continuación.

Los métodos de cálculo para flexión, así como el comportamiento de la adherencia, la fisuración y las deformaciones se basan en los resultados de un proyecto de investigación de la DFG (Fundación Alemana de Investigación Científica, Proy. SCHL 1901 / 7-1), que se publicaron en detalle en [2] y [17]. A continuación, solo se resumen las peculiaridades del ILC en relación con los métodos de cálculo comunes. Los métodos de cálculo ya se han aplicado con éxito para la aprobación en casos singulares.

4.2 Adherencia

Las propiedades de adherencia entre el hormigón y la armadura afectan a los diversos métodos de cálculo:

- Una adherencia completa entre el hormigón y la armadura es una de las suposiciones básicas en la teoría de vigas para la determinación de la resistencia frente al momento flector.
- El tipo de fallo (por deslizamiento de la barra o por fisuración del recubrimiento) afecta la relación de tensión-deslizamiento de la adherencia y su resistencia y, por lo tanto, la cobertura de hormigón requerida.
- La relación de tensión-deslizamiento de la tensión de adherencia influye en el grado de rigidización por tracción (coeficiente de adherencia β_t) y, en consecuencia, entra indirectamente en el cálculo del ancho de la fisura y deformación para el diseño.
- La longitud de la adherencia y de solape de la armadura en el elemento estructural se pueden calcular a partir de la resistencia de la adherencia (tensión de adherencia máxima) o su valor de diseño.

En principio, se distingue entre dos tipos de fallos de la adherencia: el fallo por deslizamiento (fallo por cizallamiento del hormigón entre corrugas debido a la baja resistencia a compresión) y el fallo por fisuración del recubrimiento (grietas longitudinales debidas a la tensión de tracción circunferencial por escaso recubrimiento o baja resistencia a tracción). Dado que para hormigones ligeros la relación entre la resistencia a la tracción y la compresión se reduce con el coeficiente η_1 de acuerdo con el EC2, sección 11.1.2 (1) [7], en comparación con el hormigón normal, es más probable que se produzca un fallo por fisuración del recubrimiento [27]. Básicamente, el valor de diseño de la tensión de adherencia f_{bd} se determina según la ecuación (8.2) EC2, sección 8.4.2 (2) [7] como una función de la resistencia a la tracción. Esto es relativamente más pequeño para el hormigón ligero en comparación con el hormigón normal, lo que resulta en mayores longitudes de adherencia. Además, el recubrimiento requerido de hormigón debe aumentarse en +5 mm para hormigón ligero (ver 3.3.1).

Los ensayos con probetas de ILC de acuerdo con RILEM [28] conducen a un fallo por deslizamiento y, por lo tanto, confirmaron la relación entre la resistencia de la adherencia y la resistencia a la compresión del hormigón. Los cálculos de acuerdo con el *fib Model Code 1990/Bulletin 8* [29] para hormigones ligeros y condiciones de adherencia "estándar" que solo consideran la resistencia a compresión, proporcionaron una buena concordancia con los resultados de los ensayos [17]. Sin embargo, desde un punto de vista conservador para el ILC para el cálculo de la tensión de adherencia, se recomienda la ecuación anteriormente mencionada (8.2) del EC2, Sección 8.4.2 (2) [7], ya que también es posible un fallo por fisuración del recubrimiento para elementos del ILC con poco recubrimiento de hormigón.

4.3 Deformaciones

Los componentes de hormigón armado se acortan o alargan de acuerdo con la tensión de compresión o tracción y las grietas suelen producirse con tensiones de tracción perpendiculares a la dirección de la carga. En este estado agrietado, aunque el comportamiento estructural y las deformaciones de la armadura, el hormigón entre las grietas absorbe parte de las cargas (*tension stiffening*). El grado de arrastre entre las grietas se puede expresar en términos del factor de imperfección β_i (que corresponde a k_i para el cálculo de la abertura de la fisura). Para el ILC se determinó un valor de $\beta_i = 0.8$ para una carga de breve duración (se utilizará 0.6 después de EC2 [7]). El ILC, por lo tanto, contribuye en mayor grado entre grietas, lo que lleva a menores deformaciones. Por lo tanto, un método de cálculo simplificado de acuerdo con la ecuación (7.18) EC2, sección 7.4.3 (3) [7], proporciona resultados conservadores para los componentes que son predominantemente solicitados a flexión. Las deformaciones se pueden estimar calculando las deformaciones para los estados I y II e interpolando con la ayuda de un coeficiente de distribución ζ , para el cual existen diferentes modelos [30]. Un modelo de deformación que proporciona resultados realistas fue documentado en detalle por el segundo autor [17].

4.4 Abertura de fisura

El cálculo de la abertura de fisura según EC2 [7] mediante la ecuación (7.8), Sección 7.3.4 (1) se basa en simplificaciones y

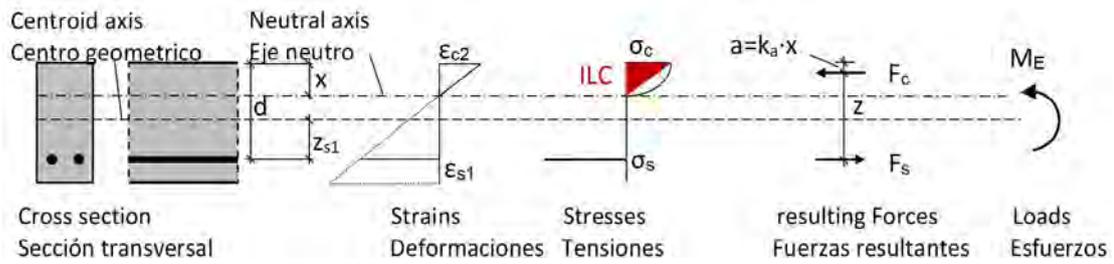


Fig. 7. Deformaciones unitarias, Tensiones, y esfuerzos internos en una sección agrietada de una viga a flexión de ILC.

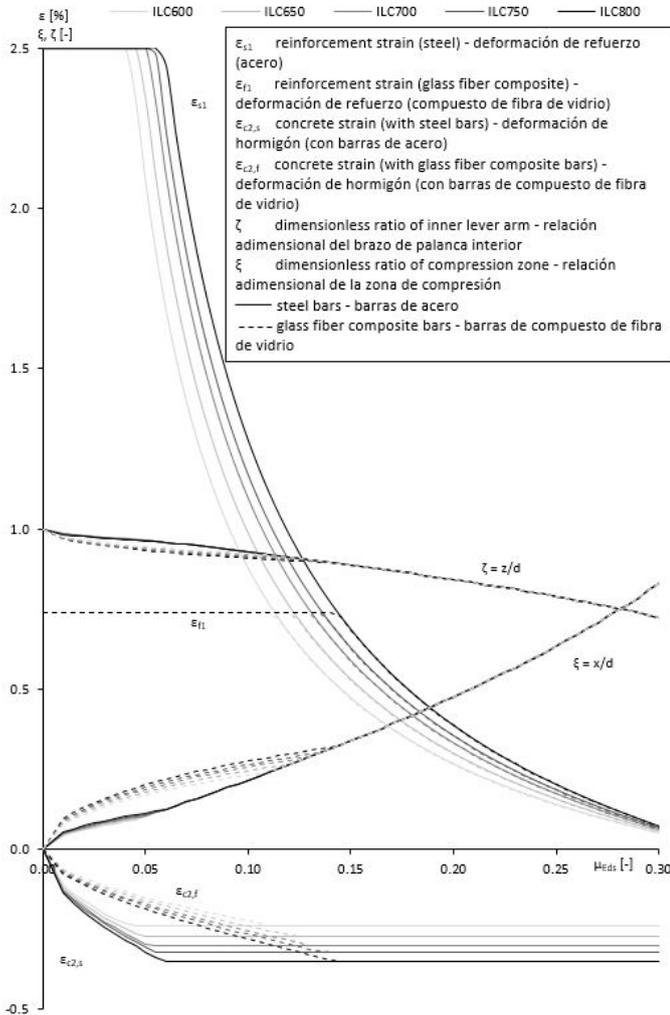


Fig. 8. Diagrama de cálculo para ILC [2].

suposiciones empíricas y depende, además de los parámetros del refuerzo, de la resistencia a la tracción efectiva del hormigón, el módulo de elasticidad del hormigón y la contribución del hormigón entre grietas. Al igual que con el cálculo de la deformación (ver Sección 4.3), la contribución del hormigón entre las grietas para hormigones estandarizados según EC2 [7] se tiene en cuenta para la carga a corto plazo con $k_t = 0.6$

(corresponde al coeficiente de adherencia β_t). En términos de comportamiento a largo plazo, esto se reduce a $kt = 0.4$ debido a las pérdidas de la fluencia compuesta (equivalente al 70% de la resistencia de la adherencia) (ver notas explicativas de EC2 [31]).

Cálculos de abertura de fisura para armaduras de acero (o barras de GRP según el fabricante SCHÖCK [32]), teniendo en cuenta las propiedades específicas del ILC según Tab. 1 y un coeficiente de imperfección $\beta_t = 0.8$ bajo una carga a corto plazo, pudieron ser confirmados con los resultados de ensayos en probetas de ILC.

4.5 Flexión

Un dimensionamiento según EC2 [7] en el estado límite último de vigas en flexión (región B) se logra mediante la limitación de las deformaciones unitarias, es decir, el límite elástico del hormigón y del refuerzo. La determinación de la armadura requerida tiene lugar a través del equilibrio interno de fuerzas que resulta de las curvas correspondientes de tensión-deformación de los materiales (Fig. 7). Esta forma de verificación también es aplicable al ILC después de los siguientes ajustes. Debido al comportamiento del material elástico lineal y frágil bajo esfuerzo de compresión (Fig. 6), se debe suponer una distribución triangular en la zona de compresión de flexión de un elemento de ILC en lugar de una distribución parabólica-rectangular de las tensiones de compresión. La posición de la fuerza de compresión del hormigón F_c es por lo tanto $a = 1/3 \cdot x$ y el coeficiente $\alpha_R = 0.5 \cdot \epsilon_{c2}/\epsilon_{cu}$ (Fig. 7). Los resultados experimentales llevados a cabo en vigas confirmaron esta teoría. El diagrama de cálculo (Fig. 8) proporciona para el momento flector relacionado.

$$\mu_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{b d^2 f_{cd}} = \alpha_R \xi (1 - k_a \xi) \quad (2)$$

Con la relación adimensional $\zeta = z/d$ y $\xi = x/d$. Luego de reorganizar la Eq. 2 queda:

$$0 = \left[1 - k_a - \frac{M_{Eds}}{\alpha_R} \right] \epsilon_{c2}^2 + \epsilon_{s1} \left[2 \frac{\mu_{Eds}}{\alpha_R} - 1 \right] \epsilon_{c2}^2 + \epsilon_{s1}^2 \frac{\mu_{Eds}}{\alpha_R} \quad (3)$$

La solución de la Eq. (3) provee el diagrama de cálculo (Fig. 8) para determinar la armadura requerida sin necesidad de iterar.

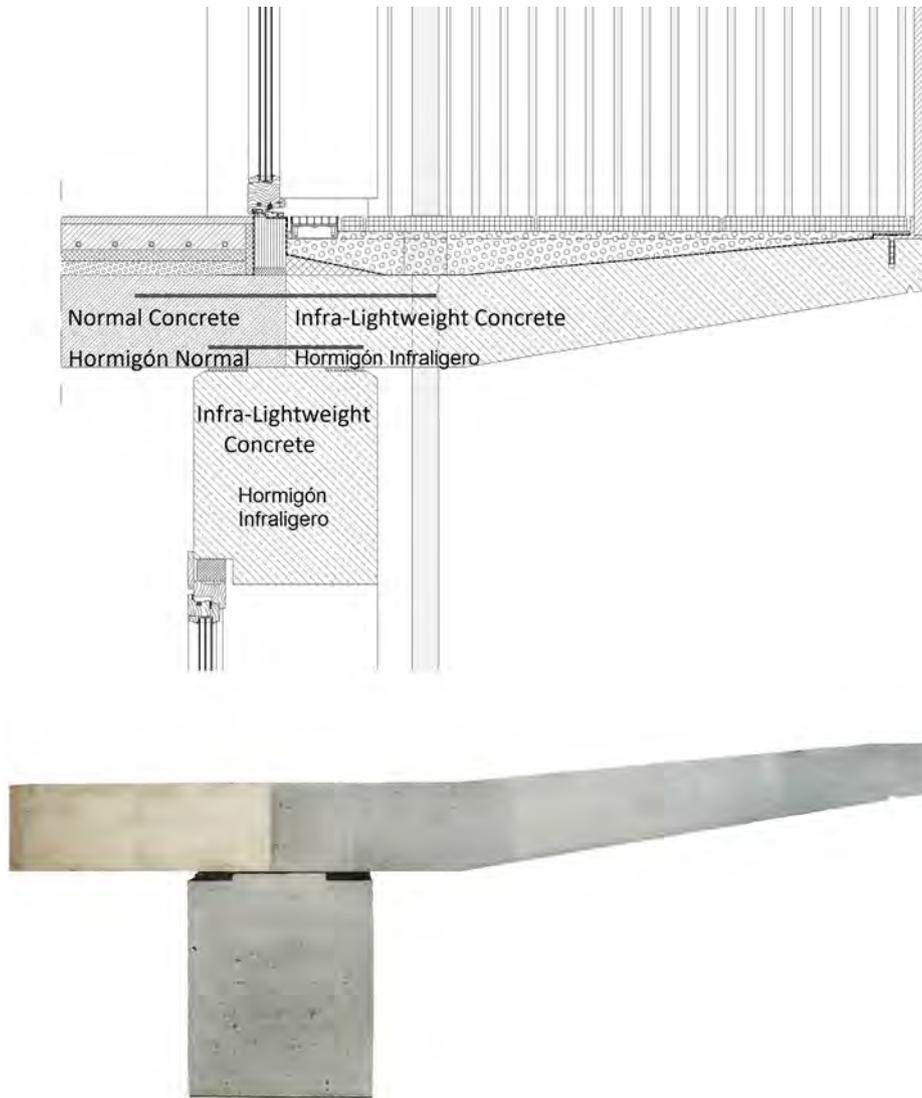


Fig. 9. Conexión losa-muro-balcón (dibujo y foto) sin separación térmica [4].

Finalmente, la cantidad de armadura requerida es determinable con:

$$A_{s1,f1} = \frac{1}{\sigma_{s1,f1}} \left[\frac{M_{Eds}}{z = \zeta d} \right] \quad (3)$$

donde $\sigma_{s1,f1}$ es la tensión en la armadura. El diagrama de cálculo para el dimensionamiento de elementos en flexión de ILC es aplicable a armaduras de acero (índice s) y también de fibra de vidrio (índice f) [2].

La determinación del valor de diseño de la resistencia a la compresión del hormigón infraligero f_{cd} se determinará para cada proyecto en el marco de ZiE (ver capítulo 6) y, como en la norma [7], en función del coeficiente de resistencia a la compresión característico f_{ck} , del factor de largo plazo α_{cc} , y del coeficiente de seguridad del material γ_c . El hormigón ligero tiene un bajo factor de largo plazo en comparación con el hormigón normal y se tiene en cuenta en el EC2 [7] con una reducción de 0.75 o 0.80 en vez de 0.85 como lo es para el hormigón normal. Los primeros ensayos en ILC confirmaron esta reducción. El factor de seguridad para el material γ_c , el cual incluye

coeficientes de variación de las incertidumbres del modelo, de la geometría y de la resistencia del material, es idéntico tanto como para el hormigón normal como para el hormigón ligero. Para el ILC los coeficientes de variación esperados de la resistencia del material no son significativamente superiores. La resistencia a la compresión característica f_{ck} debe ser calculada [17] para cada proyecto dentro de una ZiE y puede determinarse a través de la resistencia a la compresión media f_{cm} y su dispersión.

5. DISEÑO ESTRUCTURAL

El hormigón infraligero, utilizado de acuerdo con sus propiedades, simplifica el diseño estructural de muchas áreas de la estructura. Los arquitectos están abriendo nuevos caminos en la utilización del hormigón visto. Junto con la profesora REGINE LEIBINGER, del departamento de Construcción y Diseño Conceptual de la TU Berlín, se desarrolló el proyecto de investigación INBIG. También en la universidad es importante un diseño conjunto entre ingenieros y arquitectos [4]. Se investi-



Fig. 10. Edificio experimental de hormigón infraligero (2014) [10].

garon distintos tipos de edificios, tales como edificios en vacíos urbanos entre edificios, bloques lineales y edificios con núcleo de comunicación central, y se desarrollaron detalles de ventanas, forjados y balcones adaptados al material en cuestión. En base a esto se construyeron diferentes prototipos. La Figura 9.1 muestra un ejemplo de una losa de hormigón convencional que está conectada directamente al balcón de ILC. Los estudios en materia de ahorro de energía [4] mostraron que no se requiere de aislamiento térmico.

Los estudios sobre la fijación de marcos de puertas y ventanas, piezas adicionales y estantes con tacos en paredes de ILC revelaron un comportamiento típico del hormigón ligero, caracterizado por un cono de rotura más grande en comparación con el hormigón normal. En una serie de pruebas, se extrajeron anclajes de inyección y de eje largo con longitudes de anclaje de 100 mm y 140 mm, respectivamente, de una muestra de pared de ILC. Las cargas de uso permitidas, en comparación con los bloques de hormigón celular con la misma resistencia, se superaron en más de un 20%.

6. APROBACIÓN EN CASOS SINGULARES

En Alemania, en el caso de los edificios hechos de hormigón infraligero, de momento es necesario solicitar una aprobación para casos singulares (*Zustimmung im Einzelfall*, *ZiE*). El proceso está regulado por el “reglamento alemán sobre la construcción de modelos” [33]. La verificación puede realizarse con la aprobación de la máxima autoridad de supervisión de construcción, en el caso de productos de construcción para los cuales no hay un código de construcción técnica y ninguna regla técnica generalmente aceptada o que se desvía sustancialmente de un código de construcción técnico. No es necesario el consentimiento de la máxima autoridad de supervisión de la construcción si no se esperan peligros.

Como ejemplo para el Estado Federal de Berlín, se describe el contenido de la hoja informativa sobre la *ZiE* [34]:

- Como regla general, el solicitante es una parte involucrada en la construcción, ya sea el cliente, el proyectista, el fabricante o la empresa constructora.
- La solicitud informal, incluidos los documentos de solicitud requeridos, debe enviarse a la máxima autoridad de supervisión de construcción del respectivo país (en este caso, la Inspección Superior de Edificios del Estado Federal de Berlín).
- Una solicitud para un *ZiE* solo se puede hacer para el uso o la aplicación de un producto de construcción no regulado en particular o un tipo específico de construcción no regulada en un proyecto de construcción específico. De lo contrario, se deben enviar las aplicaciones por separado.
- Los documentos de solicitud requeridos incluyen una descripción del tema de la aplicación, documentación de construcción e información sobre el tipo y tamaño de la carga.
- En general, la solicitud debe ir acompañada de documentos relacionados con el diseño estructural, informes de ensayos, informes de expertos y *ZiE* de proyectos existentes.
- La tarifa es de entre 500 y 15.000 euros, dependiendo del alcance y la dificultad del proceso, la importancia del tema de la solicitud y la situación económica del solicitante y los beneficios para las partes involucradas. Las instituciones tales como las autoridades públicas, corporaciones públicas, iglesias, organizaciones benéficas y similares están exentas del pago de la tarifa de gestión.

Es aconsejable iniciar el procedimiento en una etapa temprana de la planificación por medio de una solicitud sin formato específico, de modo que puedan presentarse y enviarse los documentos necesarios a tiempo. En particular, evaluaciones técnicas y análisis experimentales requieren de más tiempo. Los cuerpos de inspección y tasadores se contratan por un partici-



Fig. 11. Vivienda de hormigón infraligero en Aiterbach (2016) [37].



Fig. 12. Instalaciones recreativas Betonoase de hormigón infraligero (2017).

pante (generalmente por el solicitante), quien por su cuenta tiene que asumir los costes. La ZiE no reemplaza la inspección técnica necesaria en Alemania.

7. CONSTRUCCIONES DE HORMIGÓN INFRALIGERO

Sobre todo en Suiza, los edificios realizados en hormigón ligero visto se han construido durante algún tiempo sin ningún aislamiento térmico. El libro de FILIPAJ ofrece una buena visión general [35]. Como un trabajo estándar para hormigón ligero, que también muestra numerosos ejemplos de aplicación, se

puede citar la publicación de FAUST [27] o como un equivalente en inglés CLARKE [36]. Sin embargo, en hormigón ligero, los requisitos de la *EnEV* [3] no se pueden cumplir, y esto requiere el uso de hormigón infraligero. Los pocos ejemplos que se han construido hasta el momento y dos edificios que se están planificando o están en construcción son presentados a continuación.

En *Berlín-Pankow* en 2007, se realizó el primer edificio (Fig. 1) de hormigón infraligero [1]. Para este propósito, se han desarrollado detalles de diseño que cumplen con los requisitos estructurales y de ahorro de energía. Los muros exteriores de la vivienda familiar están hechos de hormigón infraligero, mientras que el núcleo, losas y muros interiores están hechos



Fig. 13. Diseño licitado por Barkow Leibinger architects junto a schlaich bergemann partner y Transsolar (planeado el 2018).

de hormigón normal. El hormigón infraligero utilizado alcanzó una resistencia media a compresión de $f_{icm} = 7.8 \text{ MPa}$ y una densidad aparente seca de $\rho_r = 760 \text{ kg/m}^3$. A partir de la conductividad térmica $\lambda_{10,rr} = 0.181 \text{ W/(m K)}$ con un espesor de muro de 50 cm, se calcula un valor U de $0.34 \text{ W/(m}^2 \text{ K)}$, con el que se cumple entonces la *EnEV* 2006.

La construcción de un edificio experimental hecho de hormigón infraligero en el campus de la TU Kaiserslautern sirvió como prototipo (Fig. 10) para demostrar la reproducibilidad de los resultados de la investigación y para recopilar datos a largo plazo para futuras investigaciones [10]. El objetivo del proyecto era desarrollar un hormigón ligero autocompactante altamente aislante del calor, que consiste en componentes reciclados como vidrio expandido y un cemento ecológicamente optimizado en el sentido de "construcción sostenible". Con valores de conductividad térmica medidos de aproximadamente $\lambda = 0.15 \text{ W / (K} \cdot \text{m)}$, se obtuvo un coeficiente de transferencia de calor de $U = 0.28 \text{ W / (K} \cdot \text{m}^2)$ para espesores de pared de 50 cm [10].

El cliente y arquitecto THALMEIR [37] realizó en 2015 en Aiterbach una casa de hormigón infraligero (Fig. 11) con apoyo del Prof. THIENEL y *Heidelberger Beton GmbH* en lo que respecta a la tecnología del hormigón estructural. Los muros exteriores de 50 cm de espesor del edificio están hechos de hormigón infraligero con una conductividad térmica de $\lambda_{10,rr} < 0.185 \text{ W/(m K)}$ y alcanzan una resistencia de clase LC8/9. Se logró una densidad aparente seca de 723 kg/m^3 mediante un árido ligero de mezcla de vidrio expandido (Liaver) y arcilla expandida (Liapor) [11].

La instalación recreativa juvenil *Betonoase* es un proyecto de construcción actual en Berlín con muros exteriores hechos de hormigón infraligero (Fig. 12). En 2016, el diseño de los arquitectos *Gruber+Popp BDA* se impuso frente a cinco competidores. En el transcurso de la *ZiE*, se presentó un concepto de diseño de ILC no estándar para la emisión de la *ZiE* y se realizaron los correspondientes ensayos de elementos. Los elementos solicitados a flexión (dinteles y marquesinas) se calcularon sobre la base de los resultados de la investigación de 2016 [17]. Los ensayos de muestras llevadas a cabo en la TU Berlín confirmaron los cálculos y dieron lugar a la emisión de la *ZiE*. La finalización del *Betonoase* está programada para finales de 2017.

La empresa inmobiliaria *Mitte* (wbm GmbH) está planificando la construcción de un edificio con núcleo de comunica-

ción central en la esquina entre *Mollstraße* y *Barnimstraße* en *Berlin-Friedrichshain*. El proyecto surgió del concurso de ideas *urban living* para la densificación de las zonas residenciales del centro de la ciudad. Para el seguimiento y las pruebas de viabilidad, se recomendó la contribución de Barkow Leibinger Architekten con schlaich bergemann partner y Transsolar. El diseño que fue a concurso contempló un edificio residencial de 16 pisos con muros exteriores de hormigón infraligero (Fig. 13), basado en el concepto de muros barra (ver Sección 2.2.2), en el terreno planeado para el concurso en la avenida *Karl-Marx-Allee*. Durante el seguimiento del proyecto, wbm GmbH decidió implementar el proyecto con 12 plantas en la ubicación de *Mollstraße* en *Friedrichshain*.

8.

RESUMEN Y PERSPECTIVA

Más de diez años de experiencia incluyendo varios proyectos de investigación y edificios construidos así como proyectos de otros investigadores muestran que el hormigón infraligero está listo para la práctica para una amplia gama de edificaciones. Los resultados de la investigación y la gran demanda de los constructores y arquitectos, así como el aumento correspondiente en los proyectos de construcción realizados probaron el gran potencial del ILC. Con el fin de dar una visión práctica de los conocimientos adquiridos hasta la fecha a los potenciales usuarios, el *Manual de Hormigón Infraligero* fue publicado [38]. La investigación en curso abordará los pocos temas aún abiertos para ampliar así el rango de aplicaciones de las estructuras de ILC.

Bibliografía

- [1] SCHLAICH, M. ; ZAREEF, M. E.: *Infralichtbeton*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 103 (2008), Nr. 3, S. 175–182
- [2] HÜCKLER, A. ; SCHLAICH, M.: *Zur Biegung von Infralichtbetonbauteilen - Werkstoff-, Verbund-, Trag- und Verformungsverhalten*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 112 (2017), Nr. 5, S. 282–292
- [3] BMVBS: *Verordnung über energiesparenden Wärmeschutz und energiesparende Anlagentechnik bei Gebäuden (in Kraft getr. am 2014)*. In: *Bundesgesetzblatt* (2014)
- [4] LEIBINGER, R. ; SCHLAICH, M. ; LÖSCH, C. ; RIESEBERG, P. ; BALLESTREM, M.: *Infralichtbeton im Geschosswohnungsbau (INBIG) : Abschlussbericht*. Stuttgart : Fraunhofer IRB Verlag, 2017 (Forschungsinitiative Zukunft Bau F 3018)
- [5] VEREIN DEUTSCHER ZEMENTWERKE E.V.: *Umweltdaten der deutschen Zementindustrie*. Düsseldorf, Dezember 2016
- [6] VEREIN ZUR FÖRDERUNG DER NACHHALTIGKEIT IM WOHNUMBAU E.V.: *Bewertungssystem Nachhaltiger Wohnungsbau Mehrfamilienhäuser – Neubau : Kriteriensteckbriefe*. Steckbriefe 3.1.1, 3.1.2, 4.1.1. URL <http://www.nawoh.de/downloads/kriteriensteckbriefe> – Überprüfungsdatum 2016-02-04
- [7] DIN EN 1992-1-1:2011. 2011-01-31. *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*
- [8] SCHLAICH, M. ; HÜCKLER, A.: *Infralichtbeton 2.0*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 107 (2012), Nr. 11, S. 757–766
- [9] BREIT, W. ; SCHULZE, J. ; HEESE, C. ; BUND, B.: *Hochwärmedämmende, monolithische Sichtbetonaußenteile aus Architekturleichtbeton*. Stuttgart : Fraunhofer IRB Verlag, 2014 (Forschungsinitiative Zukunft Bau 2894)

- [10] SCHULZE, J. ; BREIT, W.: *Experimentalgebäude aus Infraleichtbeton - monolithisch und hochwärmedämmend*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 111 (2016), Nr. 6, S. 377–384
- [11] CALLSEN, B. ; THIENEL, K.-C.: *Leichter Wohnungsbau : Besondere Aspekte bei der Entwicklung und Ausführung eines hochwärmedämmenden Hochleistungs-Leichtbetons mit sehr niedriger Betonrohddichte*. In: *Beton* (2017), Nr. 4, S. 128–134
- [12] HÜCKLER, A. ; SCHLAICH, M.: *Infraleichtbeton - Forschung an der Technischen Universität Berlin*. In: *Baukammer Berlin - Nachrichten für die im Bauwesen tätigen Ingenieure* (2015), Nr. 1, S. 21–24
- [13] LÖSCH, C. ; RIESEBERG, P. ; SCHLAICH, M. ; LEIBINGER, R. ; BALLESTREM, M.: *Infra-Lightweight Concrete in Multi-Story Residential Buildings*. In: *Economic Forum (Hrsg.): 10th Conference on Advanced Building Skins : 3-4 November 2015, Bern, Switzerland*, S. 932–941
- [14] SENATSV ERWALTUNG FÜR STADTENTWICKLUNG UND WOHNNEN: *Umweltatlas Berlin : Grundwassertemperatur 2012 (Ausgabe 2014)*. URL <http://www.stadtentwicklung.berlin.de/umwelt/umweltatlas/kb214.htm> – Überprüfungsdatum 2017-06-08
- [15] SCHLAICH, M. ; LÖSCH, C. ; HÜCKLER, A.: *Infraleichtbeton - Stand 2015*. In: *Betonbauwerke für die Zukunft 2015*, S. 93–104
- [16] THIENEL, C.: *Erläuterungen zu den Normen DIN EN 206-1, DIN 1045-2, DIN 1045-3, DIN 1045-4 und DIN EN 12620*. 2nd ed. Berlin : Beuth, 2011 (DAfStb-Heft 526)
- [17] HÜCKLER, A.: *Trag- und Verformungsverhalten von biegebeanspruchten Bauteilen aus Infraleichtbeton (ILC)*. Dissertation. 1. Auflage. Göttingen : Sierke Verlag, 2016
- [18] DIN EN 12390-2: 2009. August 2009. *Prüfung von Festbeton – Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen; Deutsche Fassung EN 12390-2:2009*
- [19] DIN EN 1992-1-1/NA. 2013. *Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*
- [20] DIN EN 12617-4:2002. August 2002. *Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken - Prüfverfahren - Teil 4: Bestimmung des Schwindens und Quellens*
- [21] BUNKE, N.: *Prüfung von Beton : Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048*. Berlin : Beuth, 1991 (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton 422)
- [22] RILEM - SUBCOMMITTEE 4: STANDARDIZED TEST METHODS FOR CREEP AND SHRINKAGE: *Measurement of time-dependent strains of concrete*. In: *Materials and Structures* 31 (1998), Nr. 8, S. 507–512
- [23] STARK, J. ; WICHT, B.: *Dauerhaftigkeit von Beton*. 2. Aufl. 2013. Berlin Heidelberg : Springer Berlin Heidelberg, 2013
- [24] DIN CEN/TS 12390-9. 2006. 2006. *Prüfung von Festbeton – Teil 9: Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand – Abwitterung*
- [25] DIN 4102-4. Mai 2016. *Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen – Teil 4: Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile*
- [26] DIN EN 1992-1-2. Dezember 2010. *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung EN 1992-1-2:2004 + AC:2008*
- [27] FAUST, T.: *Leichtbeton im konstruktiven Ingenieurbau*. Berlin : Ernst, 2003
- [28] RILEM: *Recommendations for the Testing and Use of Constructions Materials*. London, 1994
- [29] CEB-FIP: *Lightweight aggregate concrete : Recommended extensions to model code 90, guide ; identification of research needs, technical report ; case studies, state-of-art report*. Bulletin 8. Lausanne : fib, 2000 (Bulletin / fib, International Federation for Structural Concrete 8 : Guidance documents)
- [30] ZILCH, K. ; ZEHETMAIER, G.: *Bemessung im konstruktiven Betonbau : Nach DIN 1045-1 und DIN EN 1992-1-1*. Berlin [u.a.] : Springer, 2006 (Vorlesungen Massivbau)
- [31] AUTORENKOLLEKTIV ; DAFSTB: *Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2)*. Berlin : Beuth, 2012 (DAfStb-Heft v.600)
- [32] SCHÖCK BAUTEILE GMBH: *Schöck ComBAR: Technische Information*. 01.06.2014
- [33] BUND: *Musterbauordnung - MBO - (in Kraft getr. am 1. 11. 2002) (2002-11-01) – Überprüfungsdatum Zuletzt geändert durch den Beschluss vom 2012-09-21*
- [34] SENATSV ERWALTUNG FÜR STADTENTWICKLUNG UND UMWELT: *Merkblatt zur Zustimmung im Einzelfall gemäß § 20 und § 21 der Bauordnung für Berlin*. Berlin, 01.12.2012
- [35] FILIPAJ, P.: *Architektonisches Potenzial von Dämmbeton*. 2., überarb. und erw. Aufl. Zürich : vdf-Hochschulverl, 2010
- [36] CLARKE, J. L.: *Structural lightweight aggregate concrete*. London : Blackie Chapman & Hall, 1993
- [37] THALMAIR, M.: *Massiv und doch leicht : Einfamilienhaus, Aiterbach*. In: *Deutsche BauZeitschrift* (2016), Nr. 8, S. 74–76
- [38] LÖSCH, C. ; RIESEBERG, P.: *Infraleichtbeton : Entwurf, Konstruktion, Bau*. SCHLAICH, Mike (Hrsg.) ; LEIBINGER, Regine (Hrsg.). Stuttgart : Fraunhofer IRB Verlag, 2018

Implementation of buckling in the simplified method of EC4-1-1 for CFT sections

Implementación del efecto de pandeo en el método simplificado del EC4-1-1 para secciones tubulares mixtas

Albert Albareda-Valls*, Jordi Maristany Carreras, Lucrecia Calderón Valdiviezo, Carlos Muñoz Blanc

Polytechnic University of Catalunya, UPC, Department of Technology in Architecture, Diagonal 649, Barcelona, 08028, Spain

Recibido el 6 de enero de 2018; aceptado el 5 de octubre de 2018

ABSTRACT

Eurocode 4 about composite structures proposes a simplified method to design concrete-filled tube sections subjected to combined compression and bi-axial bending, as an alternative to the general one. This method is based on determining the validity of a section by comparing the acting forces with the interaction curve N–M. In order to take slenderness into account, a reduction factor χ is defined, leading to a reduction of the compression and bending strength. This text proposes a new approach based on the simplified method mentioned above, thought to provide designers a faster and simpler checking and designing method for this typology of sections, including also buckling effects. With this purpose, a polynomial function is proposed depending on five known parameters: χ , χ_d , χ_{pm} , r and μ_{max} for which a new formulation is presented.

© 2018 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: Composite columns; Concrete filled tubes; Buckling; Eurocode; Interaction diagram

RESUMEN

El Eurocódigo 4 sobre estructura mixta propone un método simplificado para diseñar secciones tubulares mixtas sometidas a estados combinados de compresión y flexión, como alternativa al método analítico general. Este método se basa en determinar la validez de una sección mediante la comparación de la combinación de fuerzas actuantes con el correspondiente diagrama de interacción N-M de la sección. Con el objetivo de considerar la esbeltez en la resistencia de la pieza, se introduce un factor reductor de la resistencia, χ , que afecta la respuesta a compresión y también flexión combinada. Este texto propone la integración del coeficiente en una nueva aproximación numérica basada en el método simplificado, pensada para facilitar a arquitectos e ingenieros la comprobación y diseño de este tipo de secciones. Con este objetivo, se propone una función polinómica dependiente de cuatro parámetros conocidos χ , χ_d , χ_{pm} , r y μ_{max} las ecuaciones de los cuales se detallan también a continuación.

© 2018 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: Pilares mixtos; Secciones tubulares mixtas; Pandeo; Eurocódigo; Diagrama de interacción

1. APPROACH TO THE SIMPLIFIED METHOD PROPOSED BY EC-4

Concrete-filled tube sections are being increasingly use due to their structural performance, especially for their seismic

behavior. Besides, these sections simplify considerabl the construction process and allow certain high-rise construction methods for tall buildings [1]. However, the design and validity process proposed by the European Standard (EC4) for this type of sections is not so simple than their execution. This paper pretends to bring more simplicity to the validity process, oriented to slender columns subject-

* Corresponding author.
E-mail address: albert.albareda@upc.edu (A. Albareda-Valls).

Nomenclature

X	buckling coefficient
A	section area
β	boundary conditions factor
D	diameter
b	section width
δ	steel contribution ratio
e	eccentricity
$(EI)e$	effective flexural stiffness
E	Young modulus
f	strength
h	distance to the centre-line
I	moment of inertia
L	length
M	bending moment
N	axial force
R	section radius
r	ratio of the smaller to the larger end moment
t	thickness
W	section modulus
μ	non-dimensional moment
χ	non-dimensional axial force
λ	relative slenderness
γ	safety factor

Subscripts

y	steel
c	concrete
s	reinforcement
pm, pc	corresponding value to concrete core
pa	corresponding value to steel tube
ps	corresponding value to reinforcement bars
pcn	corresponding value to concrete in a $2h_n$ area
pan	corresponding value to steel tube in a $2h_n$ area
psn	corresponding value to reinforcement in a $2h_n$ area
k	characteristic value
d	design value [reduced by safety factor]
E_{cm}	secant modulus of elasticity for concrete
R	resisted value
S	applied value
p, pl	plastic
cr	Euler critical load
n	neutral axis
max	maximum value

ed to combined compression and bending. Eurocode 4 for composite structures UNE-EN 1994-1-1:2011 [2] proposes two different methods to check and design composite columns (for sway and non-sway columns): the general and the simplified method.

While the general method requires specific software to check any geometry of composite sections, the second one is especially thought to be easily used manually by following simple expressions proposed in the European codes. This sec-

ond approach shows clear restrictions and requires the section to satisfy a list of conditions.

Although the simplified method of EC4-1-1 pretends to be fast and simple to use, the truth is that the need of drawing one or two interaction diagrams every time slows considerably the process and leads the manual checking to a non-operative methodology. This text pretends to provide designers with some new practical expressions derived from the mentioned simplified approach, in which the strength decrement by buckling effects is also implemented in the compression and bending interaction diagram. Since new expressions are based on this simplified method, the restrictions are the same as those established by the European codes. Shear force effects should be taken into account only in case that the acting shear force on the steel section is higher than the 50% of the shear resisted force by the tube, as is considered by the Eurocode 4.

This article refers exclusively to circular and rectangular concrete-filled tube sections, composed by an outer steel tube and a concrete filling inside (with or without reinforcement bars). The proposed formulation is limited by the restrictions of the simplified method of EC-4, although other codes establish different more restrictive limits [3–6].

1.1. Consideration of buckling

Flexural stability of a composite column within a structure may be checked by following 3 different methods, according to the UNE-EN 1994-1-1:2011 [2]:

- By global analysis of the structure taking second-order moments and global imperfections into account. The validation of the cross-section has to be done by means of the simplified method of EC-4.
- By individual analysis of the member, considering end-moments and forces from global analysis, including second-order effects and global imperfections (when relevant), through coefficients k and β . The validation of the cross-section has to be also done by means of the simplified method of EC-4.
- By using the buckling curves (for compressed elements) in order to consider second-order effects and member imperfections. This verification should take into account end forces and moments of the structure, including global imperfections and second-order moments when relevant. To use buckling curves it is needed to use the buckling length of the element, equivalent to the system length.

In the simplified procedure which is proposed here, the stability of the column is taken into account by using the last option, which is based on the European buckling curves. These curves provide a reduction factor (χ) of the compressive strength of the member, depending on the structure and slenderness. In this way, second-order moments coming from local imperfections are considered by this parameter, by reducing the axial capacity of the column. Needless to say that second-order effects coming from global imperfections and global geometry of the structure should be also considered apart by end moments and forces to the member.

Thus, the final compressive strength affected by the buckling effects can be obtained through the following expression:

$$N_{Rd} = \chi N_{pl,Rd} \quad (1)$$

In order to calculate the value of parameter χ for each particular case, it will be necessary to previously find out certain geometrical and resistant parameters of the column. The first of these parameters is the relative slenderness ratio of the column.

1.2. Parameter χ .

The relative slenderness ratio can be obtained by:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rd}}{N_{cr}}} \quad (2)$$

where the numerator is the plastic compressive strength [in characteristic values], and the denominator is the value of the Euler critical load.

$$N_{pl,Rd} = A_c f_{ck} + A_a f_{yk} + A_s f_{sk} \quad (3)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{(L \beta)^2} \quad (4)$$

where $(EI)_{eff}$ is the effective stiffness of the section and β the boundary condition factor proposed by EC4-1-1 [2]. In a conservative way, a value of 1.0 can be used for non-sway columns. The effective stiffness of a composite circular and rectangular tubular section is:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_c E_{cm} I_c \quad (5)$$

where coefficient K_c is 0.60 and I_a , I_s , and I_c are the second moments of area of components.

To take long-term effects on the flexural stiffness of a section into account, the modulus of stiffness of concrete E_{cm} should be reduced to the value $E_{c,eff}$, defined by EC according to the following expression:

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + (N_{G,Ed} / N_{Ed}) \varphi t} \quad (6)$$

being φt the creep coefficient according to 5.4.2.2.

Then, using the obtained λ , coefficient χ can be calculated from the following expressions:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi - \bar{\lambda}^2}} \quad (7)$$

$$\phi = 0.5 [1 + a (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \quad (8)$$

The factor a depends on the buckling curve used for each type of composite section [Table 1]. According to EC-4, circular and rectangular concrete filled tubes with a reinforcement ratio up to 3% of concrete area require a value of 0.21, corresponding to curve "a". The rest with reinforcement ratios between 3 and 6%, require a coefficient of 0.34 from buckling curve "b" of Eurocodes, as any other composite section [6].

TABLA 1
European buckling curves.

Curve a	Circular and rectangular concrete filled tubes $A_s \leq 3\%$
Curve b	Circular and rectangular concrete filled tubes $6\% \geq A_s \geq 3\%$

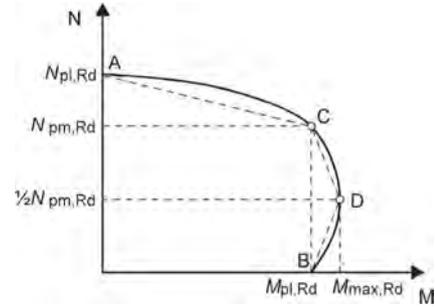


Figure 1. Interaction diagram N-M from four basic points

1.3. Squash or plastic compressive resistance

The maximum compressive or load (or "squash load") resisted by a composite section is defined in EC4-1-1 through the following expression:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_a f_{yk}}{\gamma_a} + \frac{A_a f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{A_c f_{ck}}{\gamma_c} \quad (9)$$

For circular concrete-filled tubes, the European code allows to increase their compressive strength as a consequence of the confinement effect developed by the steel tube over the core. Thus, the ultimate resistance may increase up to 15% over the nominal one, according to the expression:

$$N_{pl,Rd} = A_a \eta_a f_{yd} + A_s f_{sd} + A_c f_{cd} \left[1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right] \quad (10)$$

Coefficients η_a and η_c proposed in the Eurocode define the variation of strength in steel and in concrete. The former refers to the decrement of resistance in steel as a consequence of the bi-axial tensional state, and the latter refers to the increment of compressive strength in concrete due to the tri-axial state. These coefficients are defined by [1] as:

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta_c = \eta_{c0} \left(1 - \frac{10e}{d} \right) \\ \eta_a = \eta_{a0} + (1 - \eta_{a0}) \frac{10e}{d} \end{array} \right\} 0 < \frac{e}{d} < \frac{1}{10} \quad (11)$$

$$\eta_{c0} = 4.9 - 18.5 \bar{\lambda} + 17 \bar{\lambda}^2 ; \eta_{c0} \geq 0 \quad (12)$$

$$\eta_{a0} = 0.25 (13 + 2 \bar{\lambda}) ; \eta_{a0} \leq 1,0 \quad (13)$$

1.4. Combined compression and bending resistance

The resistance of a concrete-filled steel tube subjected to compression and bending, according to Eurocode 4, can be obtained by drawing one interaction diagram N-M for each axis of the section, by using four singular points. These four points come from different positions of the neutral axis [Fig. 1].

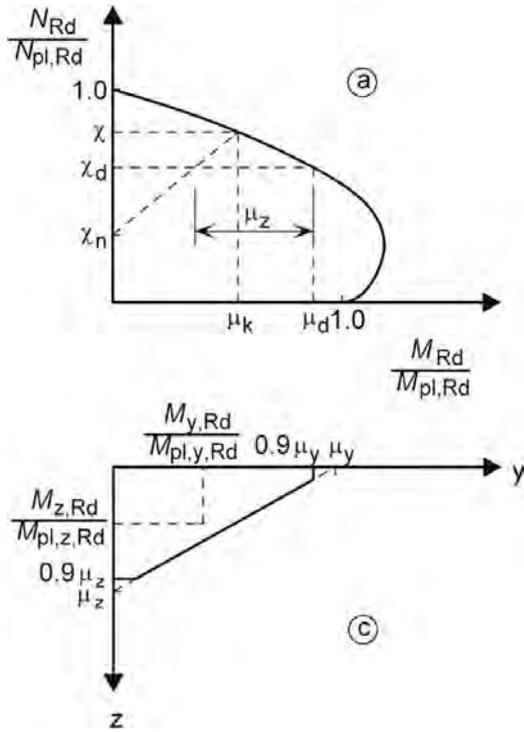


Figure 2. Interaction diagram $M_y - M_z$ [2].

In order to calculate the squash load and the bending resistance of a section at points A, B, C and D, different situations have to be considered:

- Point A $NA = N_{pl,Rd}$
 $MA = 0$
- Point B $NB = 0$
 $MB = M_{pl,Rd}$
- Point C $NC = N_{pm,Rd}$
 $MC = M_{pl,Rd}$
- Point D $ND = N_{pm,Rd} / 2$
 $MD = M_{max,Rd}$

where the plastic moment resistance of the section $M_{pl,Rd}$ is:

$$M_{pl,Rd} = f_{yd} (W_{pa} - W_{pan}) + 0.5 f_{cd} (W_{pc} - W_{pcn}) + f_{sd} (W_{ps} - W_{psn}) \quad (14)$$

W_{pc} and W_{pa} are the plastic section modules for the concrete core and the steel tube respectively, and W_{pcn} and W_{pan} the plastic section modules for both in the area limited by a distance of $2h_n$, being h_n the distance of the neutral axis from the centroid.

The maximum bending moment resisted by a composite section, when it is also subjected to axial load, is [Moment in D]:

$$M_{max,Rd} = f_{yd} W_{pa} + 0.5 f_{cd} W_{pc} + f_{sd} W_{ps} \quad (15)$$

To design a concrete-filled tube under combined compression and bi-axial bending, it is necessary to check the validity of the section in both axes. According to Eurocode, imperfections should be only considered in the plane which failure is expected to occur; in case of being ambiguous, both axes must be checked.

EC4-1-1 limits the non-dimensional moment to a ratio a_M , which is 0.9 for steel grades S235 and S355 and 0.8 for

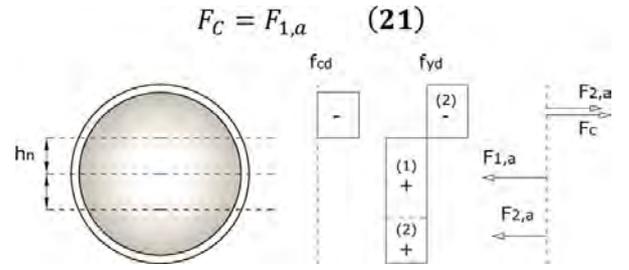


Figure 3. Determination of h_n in circular sections.

steel grades S420 and S460 in case of uni-axial compression (steel and to 1.0 in case of bi-axial compression [Eqs. (16)–(19)] [Fig. 2].

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_y M_{pl,Rd}} \leq a_M \quad (16)$$

$$\frac{M_{z,Ed}}{\mu_z M_{pl,Rd}} \leq a_M \quad (17)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_y M_{pl,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_z M_{pl,Rd}} \leq 1.0 \quad (18)$$

$$\mu_y = \frac{M_{y,Ed}}{a_M M_{pl,Rd}} \quad (19)$$

where the non-dimensional moment resisted by a section is μ [considering buckling effects], obtained from χ and χ_n . The value χ_n is defined below by the European standards for concrete-filled tubes as follows, depending on parameter r (the ratio of the smaller to the larger end moment of the column):

$$\chi_n = \frac{(1-r)}{4} \chi \text{ for } \bar{\lambda} \leq 2.0$$

$$r = \frac{M_{max}}{M_{min}} \quad (20)$$

The influence of shear on the resistance to combined compression and bending forces should be taken into account when determining the interaction curve if the shear force $V_{a,Ed}$ on the steel section exceeds 50% of the design shear resistance $V_{a,pl,Ed}$. Under this assumption, the interaction of shear should be considered by reducing the design steel strength by $(1-p)f_{yd}$ in the shear area, according to UNE-EN 1994-1-1:2011.

2. MECHANICAL PROPERTIES OF THE COMPOSITE SECTION

2.1. Determination of neutral axis

To calculate the maximum bending strength of a concrete-filled tube section by following the proposal of the simplified method of UNE-EN 1994-1-1:2011 [2], it is necessary first to determine the neutral axis of the cross-section.

In this way, by equating tension and compression forces from position of neutral axis h_n [Fig. 3], it is derived that the

compressive force generated by concrete above this axis must be equal to the traction force of steel tube ($F_{1,a}$) within a region limited by a distance of $2h_n$ from the centroid:

$$F_c = F_{1,a} \quad (21)$$

The Appendix C of UK National Annex to Eurocode 4 [7] proposed an approximate expression to calculate the position of neutral axis for circular and rectangular concrete-filled tube sections, with a 15% maximum deviation [Eq. (22)], since it is very difficult to calculate the exact value.

$$h_n = \frac{N_{pm} - A_{sm} (2f_{sd} - f_{sd})}{2d f_{cd} + 4t (2f_{yd} - f_{cd})} \quad (22)$$

2.2. Determination of plastic section module

In circular sections, the plastic section modulus of the core can be obtained by:

$$W_{pc} = \frac{4}{3} (R-t)^3 \quad (23)$$

while the plastic section modulus of steel tube by:

$$W_{pa} = \frac{4}{3} [R^3 - (R-t)^3] \quad (24)$$

Within the area limited by a distance $2h_n$ from the centroid of the section, the plastic section modulus of the core can be obtained according the following expression:

$$W_{pcn} = \frac{4}{3} \left[(R-t)^3 \sqrt{[(R-t)^2 - h_n^2]^3} \right] \quad (25)$$

while regarding to the tube:

$$W_{pac} = \frac{4}{3} \left[R^3 - \sqrt{(R-h_n^2)^3} - (R-t)^3 + \sqrt{[(R-t)^2 - h_n^2]^3} \right] \quad (26)$$

Repeating the same analysis for rectangular sections, the following expressions are obtained:

$$W_{pcn} = \frac{(B-t) - (H-t)^2}{4} \quad (27)$$

$$W_{pa} = \frac{BH^2 - (B-t) - (H-t)^2}{4} \quad (28)$$

$$W_{pcn} = \frac{(B-t) - (h_n - t)^2}{4} \quad (29)$$

$$W_{pan} = \frac{B h_n^2 - (B-t) - (h_n - t)^2}{4} \quad (29)$$

2.3. Determination of the plastic bending resistance

According to UNE-EN 1994-1-1:2011 [2], the plastic bending moment which can be resisted by a section at point B of its interaction diagram can be written as:

$$M_{p,Rd} = f_{yd} (W_{pa} - W_{pan}) + 0.5 f_{cd} (W_{pc} - W_{pcn}) + f_{sd} (W_{ps} - W_{psn}) \quad (30)$$

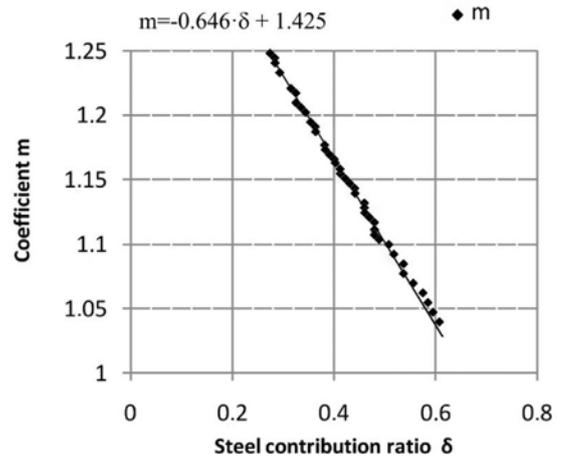


Figure 4. Coefficient m for different values of δ in circular sections. Values from [8].

By using the tables published by CIDECT in the Design Guide no. 5 [8] (Fig. 4), obtained from a wide regression of results, some analytic expressions are proposed in order to calculate the plastic moment resistance of a section, needless to draw its neutral axis before. In this way, for circular concrete-filled tubes, the plastic moment resistance can be quickly obtained through the following expression:

$$M_{pl,Rd} = m \odot \frac{d^3 - (d-2t)^3}{6} f_{yd} \quad (31)$$

where the value of m can be calculated using Table 11 of the Design Guide of CIDECT:

$$m \odot = -0.646 \delta + 1.425 \quad (32)$$

For circular sections, depending on a linear regression of results from sections with different diameters, thicknesses and material strengths:

$$m \odot = -0.402 \delta + 1.342 \quad (32)$$

For rectangular and square-shaped sections, the plastic moment resistance can be obtained from [8]:

$$M_{pl,Rd} = m \odot \frac{h^2 b - (h-2t)^2 (b-2t)}{4} f_{yd} \quad (34)$$

From Table 9 of the same design guide [8], the following diagram is obtained for rectangular sections:

The following expression is obtained from a linear regression of the diagram in Fig. 5:

$$m \odot = -0.402 \delta + 1.342 \quad (35)$$

Using the same methodology for rectangular sections of different slenderness $h/t = 0.5$ and $h/t = 2$, the value of m can be calculated by two linear equations depending on δ :

$$m \odot \left(\frac{h}{t} = 0.5 \right) = -0.235 \delta + 1.215 \quad (36)$$

$$m \odot \left(\frac{h}{t} = 2 \right) = -0.568 \delta + 1.475 \quad (37)$$

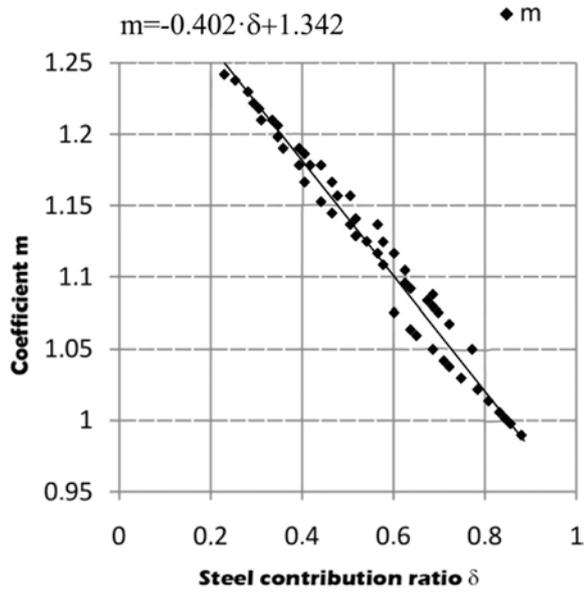


Figure 5. Coefficient m for different values of δ in rectangular sections. Values from [8].

In case of having reinforcement bars inside the concrete core, its contribution in the bending response should be added to the general plastic moment resistance of the composite section. The plastic moment resistance of the reinforcement can be obtained through [Eq. (38)].

$$M_{pl,s,Rd} = \sum_{i=1}^n |e_i| A_{si} f_{sd} \quad (38)$$

with:

A_s : area of reinforcement bars.

e_i : distance of the bar to the centre-line of the section.

The increase of plastic moment resistance provided by reinforcement can be approximated by different expressions, depending on the general shape of the section:

$$\Delta M_{pl} = M_{pl,s,Rd} \quad (39)$$

For circular sections:

$$M_{pl,s,Rd} = \frac{(r-30)^2 - 8 [(r-30)^2 - p Ac/\pi]^{3/2}}{6} f_{sd} \quad (40)$$

where $r = R - t$, and supposing that reinforcement is uniformly distributed around the perimeter of the section.

For rectangular or square sections:

$$M_{pl,s,Rd} = \frac{\rho A_c (h - t - 30)}{4} f_{sd} \quad (41)$$

h is the height of the section, and ρ its reinforcement ratio:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \quad (42)$$

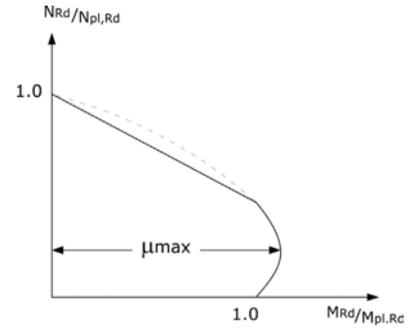


Figure 6. Maximum moment resistance.

TABLE 2
Values of μ_{max} depending on δ .

δ	μ_{max}	μ_{max} (1)	μ_{max} (0.5)	μ_{max} (2)
0.20	1.800	1.810	1.815	1.840
0.25	1.580	1.601	1.610	1.610
0.30	1.430	1.450	1.450	1.460
0.35	1.330	1.330	1.340	1.320
0.40	1.260	1.250	1.260	1.280
0.45	1.200	1.200	1.200	1.220
0.50	1.150	1.150	1.150	1.180
0.55	1.120	1.120	1.120	1.130
0.60	1.100	1.100	1.100	1.110
0.65	1.090	1.090	1.090	1.100
0.70	1.070	1.070	1.070	1.080
0.75	1.050	1.050	1.050	1.070

2.4. Determination of the maximum moment resistance ratio

According to the previous section of this paper, the plastic moment resistance of a section can be obtained by [Eq. (30)]. Contrarily, the maximum bending moment resistance in presence of axial force [with a value of load equal to 50% of the compressive strength of concrete core] is:

$$M_{max} = f_{yd} W_{pa} + 0.5 f_{cd} W_{pc} + f_{sd} W_{ps} \quad (43)$$

Then, the non-dimensional maximum moment resistance ratio referred to $M_{pl,Rd}$ will be (Fig. 6):

$$\mu_{max} = \frac{M_{max}}{N_{pl,Rd}} \quad (44)$$

The maximum moment resistance ratio for concrete filled steel tube sections can also be obtained directly by means of the following Table 2 depending on δ .

$$\delta = \frac{A_s f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (45)$$

where: $0.2 \leq \delta \leq 0.9$

Alternatively, μ_{max} can be calculated by a polynomial equation (46) obtained from the values shown in Table 2, for any shape of concrete filled tubes (Fig. 7).

$$\mu_{max} = -5.144 \delta^3 + 10.77 \delta^2 - 7.657 \delta + 2.916 \quad (46)$$

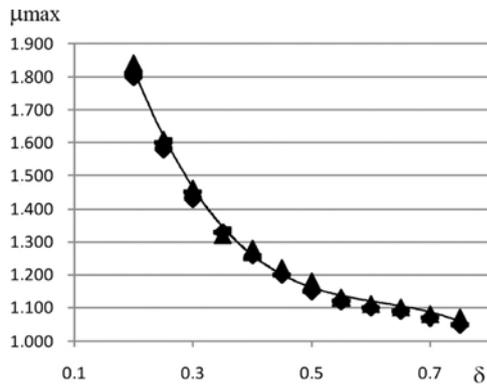


Figure 7. Values of μ_{max} depending on δ .

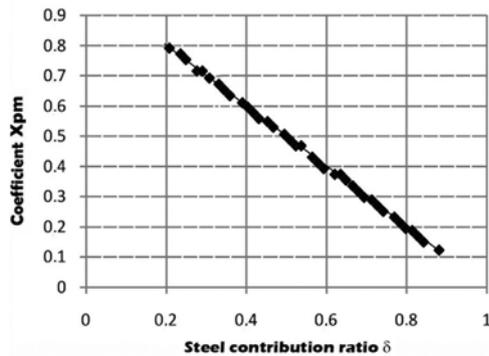


Figure 8. Values of χ_{pm} depending on δ for rectangular sections.

Curiously, μ_{max} depends only on the steel contribution ratio and the shape of the tube has almost no influence on this value. The third degree polynomial equation is also valid for reinforced sections, provided that its contribution can be integrated in the value of δ , $N_{pl,Rd}$ and $M_{pl,Rd}$.

μ_{max} is a determining variable of the composite section behavior, as will be shown later in the new formulation proposed in this paper.

2.5. Determination of non-dimensional compressive strength of concrete core

One of the parameters defined by the simplified method of EC-4 [2] is the non-dimensional compressive strength of the core. It corresponds to the ratio between the compressive strength of the core under compression and the squash load of the global composite section. This value can be defined analytically:

$$\chi_{pm} = \frac{A_c f_{cd}}{N_{pl,Rd}} \quad (47)$$

A linear diagram can be obtained, from an analysis of several cases of different diameters, tube thicknesses and material strengths, as it is shown in Fig. 8:

$$\chi_{pm} = 1 - \delta \quad (48)$$

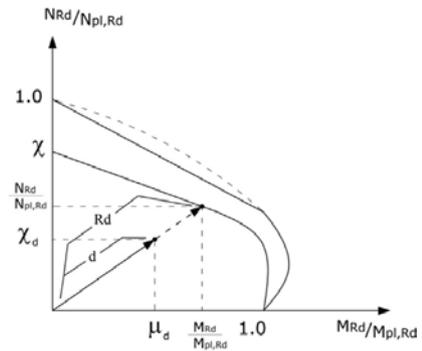


Figure 9. Methodology of checking validity of a section.

3.

NEW APPROACH PROPOSED

3.1. Sectional design from the simplified method of EC-4

According to the simplified method proposed in EC4-1-1, a concrete-filled tube section is valid under combined compression and bending in case of satisfying the interaction diagram area. For this purpose, the European code proposes a specific methodology to determine this diagram from four known points, result of different positions of the neutral axis – as mentioned in Section 1 of this paper.

A practical consequence of this process is the need of drawing an interaction diagram N–M for every particular case, with the aim of obtaining the maximum moment that the section can resist, depending on the percentage of axial load.

The process is more complicated when dealing with slender columns, when the ultimate compressive load is sensibly lower than the squash load of the section. Then, the interaction diagram defined by four points of EC4 is no longer valid and it is necessary to redraw a new function, by implementing a corresponding buckling reduction.

The new methodology dealt with in this paper proposes an analytical approximation to this process, by defining a new function corresponding to the interaction diagram of a section with buckling effects directly incorporated. This way, the new methodology proposes to compare the acting non-dimensional bending moment with the maximum moment resistance of the section, depending on load percentage. The section is valid when the module of the acting vector (d) is lower than the module of the resisting vector (Rd).

See Fig. 9.

The new methodology proposed here tries to optimize the process of checking validity by means of suppressing the drawing of interaction diagrams and the implementation of buckling effects.

3.2. New design approach

The new approach is based on defining an approximate function, capable of reproducing the reduced interaction diagram of a composite section:

$$\mu_d = f(\chi_d) \quad (49)$$

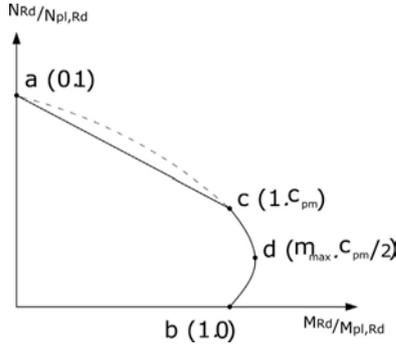


Figure 10. Simplified interaction diagram.

With this purpose, function f has been defined in two different parts: one linear between a–c, and the second parabolic between c–d–b. In zone a–c, and according to British Standards [7], the interaction diagram can be approximated by a linear equation:

$$\mu_d = B \chi_d + C \quad (50)$$

And in part c–d–b, the diagram can be replaced by a parabolic equation according to [Fig. 10]:

$$\mu_d = A' \chi_d^2 + B' \chi_d + C' \quad (51)$$

with this assumption, coefficients A , B and C can be obtained from four known points:

$$a = (0, 1) \quad b = (1, 0)$$

$$c = 1, \chi_{pm} \quad d = (\mu_{max}, \chi_{pm}/2)$$

The coefficients of the linear equation are:

$$A = 0 \quad (52)$$

$$B = \frac{1}{\chi_{pm} - 1} \quad (53)$$

$$C = \frac{-1}{\chi_{pm} - 1} \quad (54)$$

And the coefficients of the parabolic equation are:

$$A' = \frac{4(\mu_{max} - 1)}{-(\chi_{pm})^2} \quad (55)$$

$$B' = \frac{4(\mu_{max} - 1)}{-(\chi_{pm})^2} \quad (56)$$

$$C' = 1 \quad (57)$$

Considering these coefficients, a new function depending on three variables is obtained:

$$\mu_d = f(\chi_d, \chi_{pm}, \mu_{max}) \quad (58)$$

By replacing coefficients A , B and C in the original function for zone a–c:

$$\mu_d = \left[\frac{1}{\chi_{pm} - 1} \right] \chi_d + \left[\frac{-1}{\chi_{pm} - 1} \right] \quad (59)$$

In the same way, parabolic equation in zone c–d–b is:

$$\mu_d = \left[\frac{4(\mu_{max} - 1)}{-(\chi_{pm})^2} \right] \chi_d^2 + \left[\frac{4(\mu_{max} - 1)}{\chi_{pm}} \right] \chi_d + 1 \quad (60)$$

3.3. Implementation of buckling effects

When calculating the maximum moment resistance ratio of a section μ for a specific axial load percentage χ_d , it is necessary to consider buckling effects.

According to Fig. 2 from European Standards EC4-1-1, the second-order moment resistance ratio for slender columns is:

$$\mu_k = \frac{\chi - 1}{\chi_{pm} - 1} \quad (61)$$

That is the moment resistance ratio of a section for a certain axial load ratio χ , which is just the maximum moment resisted by a section depending on its slenderness and according to buckling curves from EC-3.

$$\mu' = \frac{(\chi_d - \chi_n)}{(\chi - \chi_n)} \frac{(\chi - 1)}{(\chi_{pm} - 1)} \quad (62)$$

For concrete-filled steel tubes, the lower limit from which second-order moments do not have to be considered:

$$\chi_n = \frac{(1 - r) \chi}{4} \text{ for } \lambda \leq 2.0 \quad (63)$$

Introducing Eq. (63) into Eq. (62):

$$\begin{aligned} \mu_k &= \frac{[4 \chi_d - (1 - r) \chi]}{[(3 + r) \chi]} \frac{\chi - 1}{\chi_{pm} - 1} \rightarrow \\ \mu_k &= \frac{4(\chi - 1)}{(3 + r)(\chi_{pm} - 1) \chi} \chi_d - \frac{(1 - r)(\chi - 1)}{(3 + r)(\chi_{pm} - 1)} \end{aligned} \quad (64)$$

Being r the ratio of the smaller to the larger end moment, according to chapter 4.8.3.13 of EC4-1-1.

This way, subtracting Eq. (64) from Eq. (59):

$$\begin{aligned} \mu_d &= \left[\frac{1}{\chi_{pm} - 1} \right] \left[1 - \frac{4(\chi - 1)}{(3 + r) \chi} \right] \chi_d \\ &+ \left[\frac{1}{\chi_{pm} - 1} \right] \left[1 - \frac{(1 - r)(\chi - 1)}{(3 + r)} \right] \end{aligned} \quad (65)$$

And applying the same operation to Eq. (59):

$$\begin{aligned} \mu_d &= \left[\frac{4(\mu_{max} - 1)}{-(\chi_{pm})^2} \right] \chi_d^2 \\ &+ \left[\frac{4(\mu_{max} - 1)}{-(\chi_{pm})^2} - \frac{4(\chi - 1)}{(3 + r)(\chi_{pm} - 1) \chi} \right] \chi_d \\ &+ \left[1 + \frac{(1 - r)(\chi - 1)}{(3 + r)(\chi_{pm} - 1)} \right] \end{aligned} \quad (66)$$

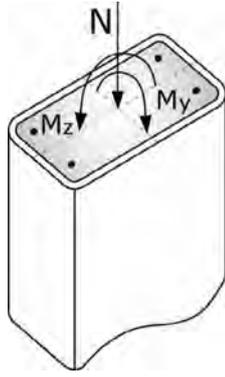


Figure 11. Combined compression and bending state.

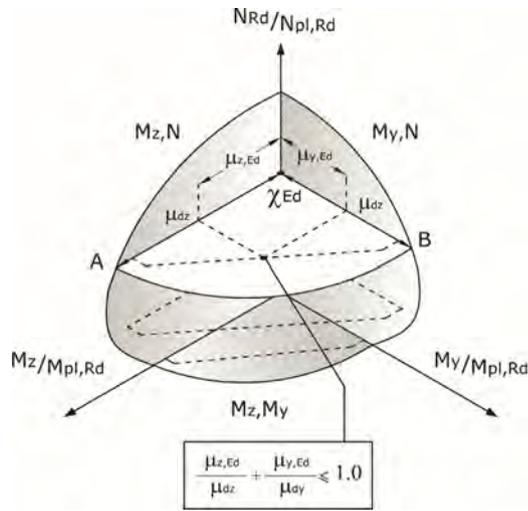


Figure 12. Interaction diagram $N - M_y - M_z$.

Consequently, the proposed function which has to be coincident with reduced interaction diagram, depends on five known variables:

$$\mu_d = f(\chi_d, \chi_{pm}, \chi, \mu_{max}, r) \quad (67)$$

3.4. Combined compression and bending

For combined compression and bending [Fig. 11], and according to chapter 1.4 of this text, EC4-1-1 proposes an interaction diagram for each axis μ_y, μ_z depending on the value of the non-dimensional axial force χ_{Ed} .

It will be necessary to check the section with a lower percentage of strength due to buckling effects only in its minor axis [according to EC4-1-1]. This way, a tridimensional validity surface is generated by composing the interaction diagrams in the two axes [Fig. 12], one of them reduced by buckling effects.

In order to check a circular section subjected to combined bi-axial bending and compression, a combination of moments in the two axes will be enough. The following function may be satisfied:

$$\sum \mu_{Ed} \leq f(\chi_d, \chi_{pm}, \chi, \mu_{max}, r) \quad (68)$$

In particular:

$$\sum \mu_{Ed} \leq A \chi_d^2 + B \chi_d + C \quad (69)$$

For circular sections:

$$\sum \mu_{Ed} = \sqrt{\mu_{y,Ed}^2 + \mu_{z,Ed}^2} \quad (70)$$

The validity process for square and rectangular sections is quite different from the one for circular sections, due to the presence of two different axes. In these cases, and according to EC4-1-1, it will be only necessary to check the section with buckling effects implemented in its minor axis. In the approach which is proposed in this paper, an extra coefficient D is defined in order to describe the proportion between bending moments with and without buckling effects in their respective axes. General condition for validity is:

$$\frac{\mu_{y,Ed}}{A_y \chi_d^2 + B_y \chi_d + C_y} + \frac{\mu_{z,Ed}}{A_z \chi_d^2 + B_z \chi_d + C_z} \leq 1 \quad (71)$$

$\mu_{z,Ed}$ is considered as the acting moment in the major axis [in this axis there is no need to consider buckling effects]. The ratio between these two non-dimensional moments [coefficient D] is:

$$\frac{A_y \chi_d^2 + B_y \chi_d + C_y}{A_z \chi_d^2 + B_z \chi_d + C_z} + \frac{[\text{With buckling in } Y]}{[\text{With buckling in } Z]} \quad (72)$$

For the second interval $\chi_{pm} > \chi_d >$

$$D = \left[\frac{(A \chi_d^2 + B \chi_d + C) \chi_{pm}^2}{4 (1 - \mu_{max}) \chi_d (\chi_d - \chi_{pm}) + \chi_{pm}^2} \right] \quad (73)$$

Resulting in:

$$\frac{\mu_{y,Ed}}{[A_y \chi_d^2 + B_y \chi_d + C_y]} + \frac{D \mu_{z,Ed}}{[A_y \chi_d^2 + B_y \chi_d + C_y]} \leq 1 \quad (74)$$

What is:

$$\mu_{y,Ed} + D \mu_{z,Ed} \leq [A_y \chi_d^2 + B_y \chi_d + C_y] \quad (75)$$

Accepting coefficients A_y, B_y y C_y and non-dimensional moment $\mu_{z,Ed}$, always referred to minor axis of the section.

3.5. Proposed expressions

This paper proposes a new methodology for checking the validity of concrete-filled tubes subjected to compression and bending, with buckling effects also implemented according to simplified method of Eurocode 4. With this purpose, a new second order polynomial function is defined; this function depends on five known variables, as mentioned before:

$$f(\chi_d, \chi_{pm}, \chi, \mu_{max}, r) = A \chi_d^2 + B \chi_d + C \quad (76)$$

Despite of this paper is oriented to concrete-filled tubes, equations given below are also valid for any other composite symmetric section, by respecting restrictions and criteria proposed in EC-4.

Defining the following variables:

$\chi, \chi_{pm}, r, \mu_{max}$

Applied compressive non-dimensional load χ_d :

$$\chi_d = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \quad (77)$$

For circular concrete filled sections, the squash load $N_{pl,Rd}$ is defined in EC4 as:

$$N_{pl,Rd} = A_d \eta_2 f_{yd} + A_s f_{sd} + A_c f_{cd} \left[1 + \eta_1 \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right] \quad (78)$$

The non-dimensional axial force corresponding to concrete core χ_{pm} :

$$\chi_{pm} = \frac{A_c f_{cd}}{N_{pl,Rd}} \quad (79)$$

According to Section 2.4:

$X_{pm} = 0.994 - 1.433 \delta$ for circular sections.

$X_{pm} = 1 - \delta$ for rectangular sections.

The reduced non-dimensional axial load for buckling effects χ [according to 1.2.1].

The ratio of the smaller to the larger end moment of the column, r :

$$r = \frac{M_{sd \max}}{M_{sd \min}} \quad (80)$$

The acting non-dimensional moments can be obtained:

$$\mu_{y,Ed} = \frac{M_{yd}}{M_{pl,Rd}} \quad (81)$$

$$\mu_{z,Ed} = \frac{M_{zd}}{M_{pl,Rd}} \quad (82)$$

where plastic moment of the section $M_{pl,Rd}$ is obtained from expressions proposed in Section 2.3 of this paper. Finally, the non-dimensional maximum moment resistance of the section, according to Eq. (46):

$$\mu_{max} = -5.144 \delta^3 + 10.77 \delta^2 - 7.657 \delta + 2.916$$

Coefficients A , B and C in formulation proposed correspond always to the minor axis of the section.

Finally, a section subjected to combined compression and bending is valid in case of satisfying the following conditions:

For circular sections:

$$\mu_{y,Ed} \leq A \chi_d^2 + B \chi_d + C \quad (83)$$

For rectangular sections:

$$\mu_{y,Ed} + D \mu_{z,Ed} \leq A \chi_d^2 + B \chi_d + C \quad (84)$$

With the following restrictions:

$$\mu_{y,Ed} \leq 0.9 \left[A \chi_d^2 + B \chi_d + C \right] \leq 0.9 \quad (85)$$

$$\mu_{z,Ed} \leq 0.9 D^{-1} \left[A_y \chi_d^2 + B_y \chi_d + C_y \right] \leq \frac{0.9}{D} \quad (86)$$

Where coefficients A , B , C and D are defined as:

if $\chi > \chi_d \geq \chi_{pm} \rightarrow$

$$A = 0 \quad (87)$$

$$B = \left[\frac{1}{\chi_{pm} - 1} \right] \left[1 - \frac{4(\chi - 1)}{(3+r)\chi} \right] \quad (88)$$

$$+ \left[\frac{-1}{\chi_{pm} - 1} \right] \left[1 - \frac{(1-r)(\chi - 1)}{(3+r)} \right] \quad (89)$$

$$D = (B \chi_d + C) \left[\frac{\chi_{pm} - 1}{\chi_d - 1} \right] \quad (90)$$

if $\chi_{pm} > \chi_d > \left[\frac{1-r}{4} \right] \chi \rightarrow$

$$A = \left[\frac{4(1-\mu_{max})}{(\chi_{pm})^2} \right] \quad (91)$$

$$B = \left[\frac{4(\mu_{max} - 1)}{\chi_{pm}} - \frac{4(\chi - 1)}{(\chi_{pm} - 1)\chi(3+r)} \right] \quad (92)$$

$$C = \left[1 + \frac{(1-r)(\chi - 1)}{(3+r)(\chi_{pm} - 1)} \right] \quad (93)$$

$$D = \left[\frac{(A \chi_d^2 + B \chi_d + C) \chi_{pm}^2}{4(1-\mu_{max}) \chi_d (\chi_d - \chi_{pm}) + \chi_{pm}^2} \right] \quad (94)$$

if $\chi_d > \left[\frac{1-r}{4} \right] \chi \rightarrow$

$$A = \left[\frac{4(1-\mu_{max})}{(\chi_{pm})^2} \right] \quad (95)$$

$$B = \left[\frac{4(\mu_{max} - 1)}{\chi_{pm}} \right] \quad (96)$$

$$C = 1 \quad (97)$$

$$D = 1 \quad (98)$$

The formulation proposed above do not involve shear effects in order to simplify the final expressions; to take longitudinal and transversal shear also into account [7] a reduction of thickness of the steel tube can be made as an approximate method.

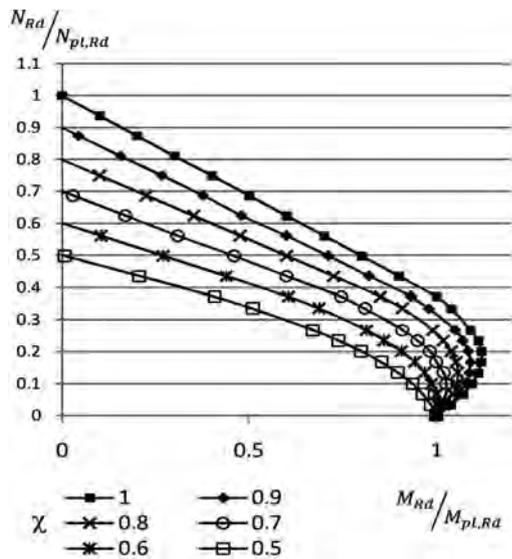


Figure 13. Interaction diagrams for different values of χ .

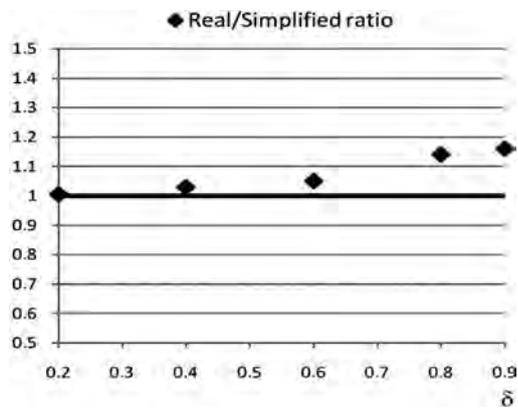


Figure 14. Deviation percentage between real and simplified diagram area, depending on δ .

4. APPLICATION CURVES

The result of applying the method proposed above is a group of interaction curves which become modified according to different values of χ , for different values of relative slenderness [Fig. 13].

Thus, this methodology provides the possibility of a simpler and quicker process to check the validity of concrete-filled steel tube section subjected to combined compression and bending, by also considering buckling effects of the column.

In Fig. 13 several interaction curves are shown for different values of χ [directly related to the slenderness of the column] for a circular concrete-filled tube specimen of 300 mm of diameter and 5 mm of wall thickness.

As mentioned before, this approach is based in a simplification of the original interaction curve N–M in two simpler equations: a parabolic and a linear one. It is important to point out that the difference between real and simplified values is quite small, and always by the side of safety.

To quantify this deviation from the original diagrams, different curves according to different steel contribution ratios have been analyzed; the higher is the steel contribution ratio of the section higher is the deviation between both curves, as is shown in Fig. 14. This graphic presents the relation between real and simplified interaction diagram area, depending on δ .

In order to verify the proposed method, a set of calculated curves have been compared with a set of experimental results by using slender and short columns from Fujinaga T., Doi H. and Sun Y.P. [8] presented in 14th World Conference on Earthquake Engineering. Specimens tested by the authors mentioned before are listed in Table 3 and named depending on L/D ratio, r end moment ratio [+1.0, +0.5, +0.0, -0.33, -0.66, -1.0, etc.], concrete strength [27 or 60 N/mm²] and eccentricity [e]:

Axial loads are expressed in kN and moments in kNm.

Sections tested are square-shaped [125 × 125 × 3.2 mm], made of steel STKR400 with $f_y = 358$ N/mm² and filled with concrete (27 and 60 N/mm² strength). Experimental results have been superimposed over new interaction diagrams derived from simplified method proposed in this paper, without applying material strength reduction coefficients. Dispersion of results is as follows in Figs. 15 and 16.

The majority of the specimens used for calibration show a good agreement between with the obtained results by means of the proposed simplified methodology. Table 3 shows the deviation of obtained values with experimental ones in terms of combined strength (or the available strength vector “d” that represents the structural capacity of the section under combined compression and bending).

The proposed method seems to be conservative, according to the comparison shown above. Most analyzed specimens resist slightly more than the strength predicted by the proposed method, as the deviation ratio is less than 1.00. Specimens that show a significant difference between the experimental results and theoretical ones are those with negative bending moment ratio (r); in these cases, the real tested specimens resist up to a 24% more than the predicted by the method. This is basically due to the fact that the column is subjected only to one curvature.

5. CONCLUSIONS

Simplified method proposed by the EC-4 to determine the validity of a composite section subjected to compression and bi-axial bending, leads the designer to a procedure that is far from being practical. The need of drawing two entire diagrams in order to check the validity of a section converts this process in iterative and inoperative.

This text presents a new approach which implements buckling effects of the column [according to the European buckling curves] within the interaction diagram of a concrete-filled tube section. In this way, the approach is committed to facilitate the use of a manual and simplified method and to spread this way the use of composite tubular sections.

The proposed simplification shows a good agreement with experimental results, depending on geometric param-

TABLE 3

Results of tested specimens and the corresponding obtained values by using the proposed method. The comparison is done by using the available strength vector "d".

Specimen	L/D	r	Experimental values [5]					Obtained values			Deviation d/d	
			N	M	c	m	d	c	m	d		
(1)	R20-27-e-1.0(+)	20	+1.00	585	5.8	0.62	0.22	0.65	0.65	0.22	0.68	1.04
(2)		20	+1.00	440	13.2	0.47	0.45	0.65	0.52	0.52	0.73	1.12
(3)		20	+1.00	222	22.2	0.23	0.79	0.82	0.31	0.92	0.97	1.18
(4)	R20-27-e-0.5(+)	20	+0.50	627	6.3	0.67	0.22	0.70	0.65	0.21	0.68	0.97
(5)		20	+0.50	479	14.4	0.51	0.53	0.73	0.52	0.54	0.74	1.01
(6)		20	+0.50	265	26.5	0.29	0.95	0.99	0.29	0.95	0.99	1.00
(7)	R20-27-e-0.0(+)	20	+0.00	671	6.7	0.71	0.23	0.74	0.66	0.20	0.68	0.92
(8)		20	+0.00	552	16.6	0.59	0.61	0.84	0.55	0.52	0.75	0.89
(9)		20	+0.00	307	30.7	0.32	1.09	1.13	0.28	1.00	1.03	0.91
(10)	R20-27-e-0.33(-)	20	-0.33	711	7.1	0.75	0.24	0.78	0.67	0.20	0.69	0.88
(11)		20	-0.33	574	17.2	0.61	0.62	0.87	0.53	0.56	0.77	0.88
(12)		20	-0.33	328	32.8	0.35	1.17	1.22	0.28	1.02	1.18	0.96
(13)	R20-27-e-0.66(-)	20	-0.66	738	7.4	0.79	0.26	0.83	0.66	0.21	0.69	0.83
(14)		20	-0.66	620	18.6	0.66	0.66	0.93	0.55	0.56	0.78	0.83
(15)		20	-0.66	325	32.5	0.35	1.17	1.22	0.31	1.03	1.07	0.87
(16)	R20-27-e-1.00(-)	20	-1.00	823	8.2	0.88	0.27	0.92	0.67	0.21	0.70	0.76
(17)		20	-1.00	665	19.9	0.71	0.73	1.01	0.55	0.55	0.77	0.76
(18)		20	-1.00	336	33.6	0.36	1.19	1.24	0.29	1.08	1.11	0.89
(19)	R10-27-e-1.0(+)	10	+1.00	606	18.2	0.64	0.64	0.90	0.61	0.60	0.85	0.94
(20)		10	+1.00	281	28.1	0.30	1.00	1.04	0.32	1.03	1.07	1.02
(21)	R10-27-e-0.5(+)	10	+0.50	650	19.5	0.69	0.70	0.98	0.60	0.60	0.84	0.85
(22)		10	+0.50	328	32.8	0.36	1.17	1.22	0.30	1.04	1.08	0.88
(23)	R10-27-e-0.0(+)	10	+0.00	695	20.9	0.73	0.76	1.05	0.61	0.62	0.86	0.81

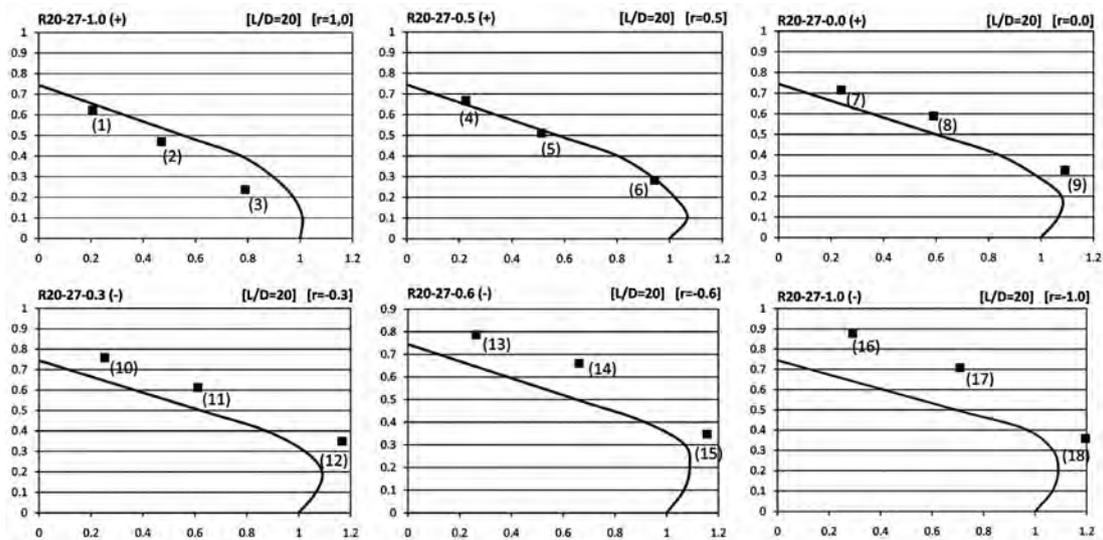


Figure 15. Comparison between experimental results obtained by [8] and the calculated curves, obtained through the proposed approach (case of slender columns).

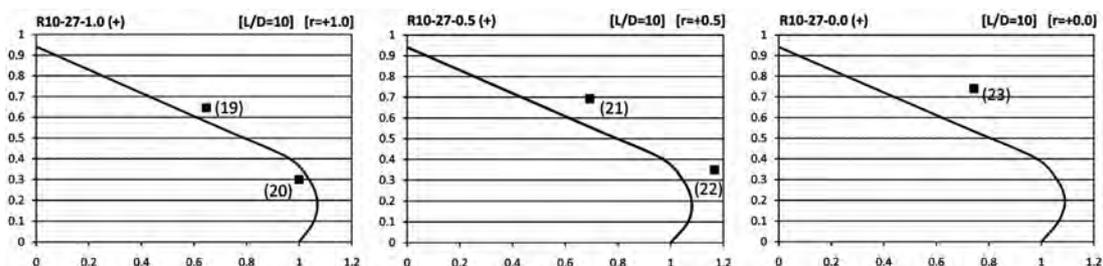


Figure 16. Comparison between experimental and calculated curves, obtained through the proposed approach (case of short columns).

eters of the section and ratio between end moments of the column. For low steel contribution ratios, the accuracy of the simplification is surprising.

It is important to point out that one of most important conclusions of this text is the election of determining variables in the behavior of a composite section. This way, the importance of the value δ and μ_{max} is shown through different chapters of this text: all mechanical parameters can be simply referred to the steel contribution ratio and curiously, the maximum moment ratio is independent of the shape of the section, as explained in Fig. 7.

This fact is worth of further research about the importance of this parameter on the behavior of concrete-filled tubes.

It is important to take into account that in case of a high shear ratio acting on the column, further analysis should be done in addition to the proposed methodology [9].

The proposed method presents substantial advantages in the design optimization process of this type of sections. This way, the text pretends to improve a verifying process that, complemented by existing sophisticated software, could cope effectively the determination of particular structural elements manually and at the same time, efficiently.

References

- [1] N.E. Shanmugam, B. Lakshmi, State of the art report on steel-concrete composite columns, *J. Construct. Steel Res.* 57 (2001) 1041–1080.
- [2] UNE-EN 1994-1-1:2011. EUROCODE 4. Design of composite steel and concrete structures Part 1.1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- [3] M. Xinbo, S. Zhang, C.D. Goode, Comparison of design methods for circular concrete filled steel tube columns in different codes, in: *Proc. of 8th International Conference on Steel-Concrete Composite and Hybrid Structures*, Harbin, China, 12–14 August, 2006, pp. 30–37.
- [4] ANSI/AISC-360-05. Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, USA, 2005.
- [5] Recommendations for Design and Construction of Concrete-filled Steel Tubular Structures, Architectural Institute of Japan (AIJ), Tokyo, Japan, 1997.
- [6] S.J. Hicks, G.M. Newman, *Design Guide for Concrete Filled Columns, Corus Tubes with Steel Construction Institute*, Berkshire, UK, 2002.
- [7] BS NA EN 1994-1-1: UK National Annex to Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures. General rules and rules for buildings. British Standards Institution (BSI).
- [8] R. Bergmann, C. Matsui, D. Meinsma, D. Dutta, *Guía de diseño para columnas de perfiles tubulares rellenos de hormigón bajo cargas estáticas y sísmicas*, Comité International pour le Développement et l'Étude de la Construction Tubulaire, 1996.
- [9] P. Moga, V. Pacurar, Circular composite columns. Mechanism of shear transfer, *Ovid. Univ. Ann. Ser.: Civ. Eng.* 8 (2006), November (1).



INTERNATIONAL *fib* SYMPOSIUM ON
CONCEPTUAL DESIGN OF STRUCTURES
SHARE YOUR CREATIVITY WITH US

SEPTEMBER 26-28, 2019

TORROJA INSTITUTE | MADRID (SPAIN)

WWW.CONCEPTUALDESIGN2019.COM

Corte de soporte o pilar sin gatos. Postesado para estructura metálica: Método cuña-contracuña; tecnología derivada

Removal of support or pier without jacks. Postensioned steel structure: Wedge-chock method statement; derived technology

Jorge Aparicio García*

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. INGETURARTE, S.L., Madrid, España

Recibido el 13 de febrero de 2018; aceptado el 3 de julio de 2018

RESUMEN

La supresión de soportes es una necesidad habitual cuando hay un cambio de uso arquitectónico o un cambio de luces en un puente. El presente documento plantea una solución de tecnología fácilmente accesible que permite definir un procedimiento de corte y puenteo de soporte sin la utilización de gatos. De esta obra surge una tecnología de postesado derivada para estructura metálica.

© 2018 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: Supresión de soporte; Sin gatos; Postesado estructura metálica; Patente

ABSTRACT

The removal of supports is a common necessity when there is a change of architectural use or a span change in a bridge. The present document proposes a solution of easy technology that allows defining a procedure of cutting and bridging a support without the use of jacks. From this method statement arise a posttensioned technology for steel structure.

© 2018 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: Removal of supports; Without jacks; Postensioned steel structure; Patent

I. INTRODUCCIÓN

El presente artículo tiene como objeto describir un procedimiento constructivo para la supresión de soportes sin la utilización de gatos como medios auxiliares necesarios para la transferencia de cargas.

La técnica se presenta mediante el ejemplo concreto —y ejecutado— de supresión de soporte en vivienda unifamiliar.

El valor añadido del mismo es suministrar tecnología a los talleres de estructuras metálicas para facilitar un método de ejecución de corte de soportes y transferencia de cargas a estructura puente, asumible por los medios habituales

en esta industria y sin la necesidad de industrias especializadas auxiliares adicionales.

El método es una variante adaptada de las formas de calzo provisionales de las grandes estructuras metálicas realizadas por MEGUSA, y esta idea en concreto plasma una de las muchas ideas que destila, sin quererlo, en cualquier conversación técnica D. Miguel Silvestre. Sin el precedente de la tecnología de la ampliación de luces de tableros de autovía de D. Julio Martínez Calzón y el equipo de MC2, este documento no hubiera sido posible; las cuestiones relativas al control y puesta en obra fueron desarrolladas con los ingenieros D. Abraham Hidalgo y D. Carles Cots Coromina; la visión innovadora, de atreverse a hacer algo nuevo, la aportó el jefe de obra; no me canso de agradecerles a todos.

* Correo electrónico: ingeturarte@telefonica.net

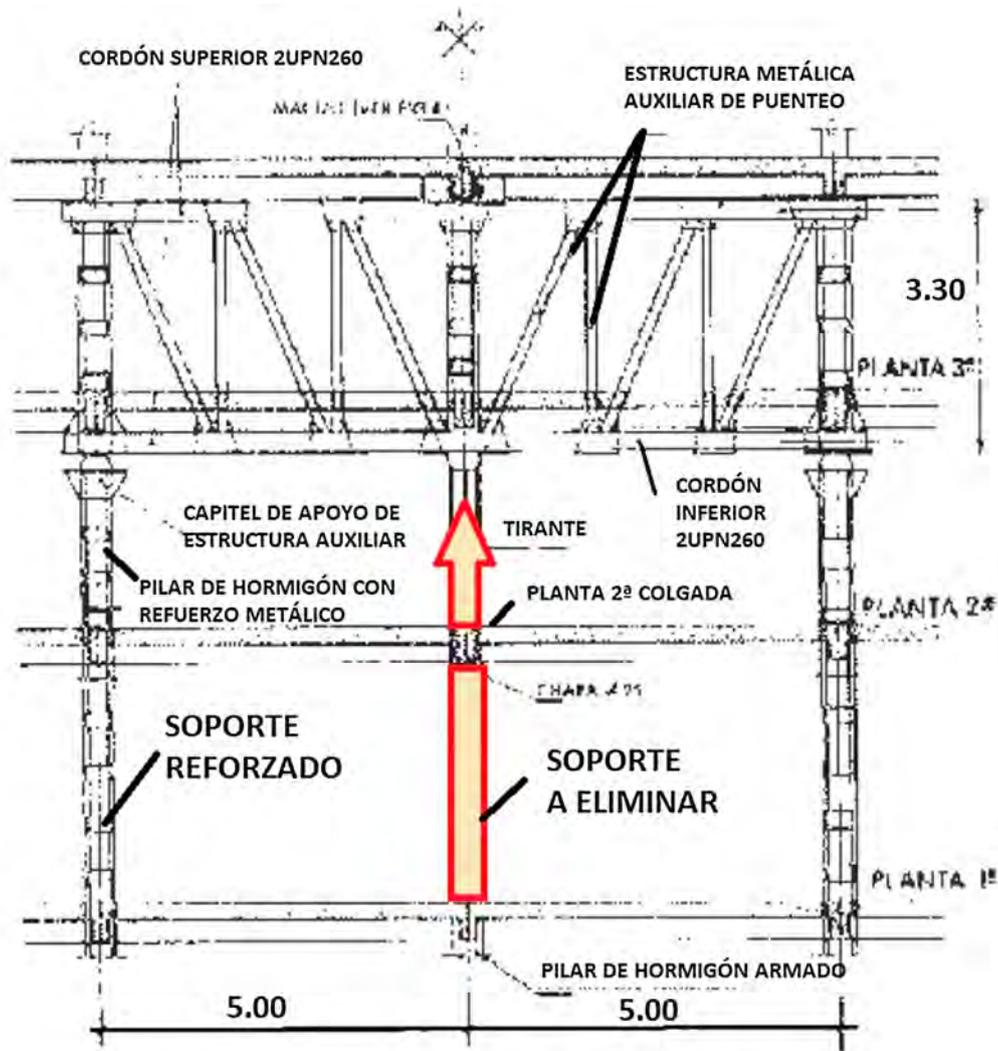


Figura 1. Supresión de pilar mediante estructura metálica.

2. SUPRESIÓN DE SOPORTES

2.1. La supresión de soportes: características estructurales de la necesidad funcional

El corte de soportes por cambio de uso tiene pocas características comunes y sistematizables, ya que depende de la tipología estructural, la propia geometría de la estructura y los nuevos requerimientos arquitectónicos y resistentes, lo que a su vez es específico de cada edificio y de cada estructura.

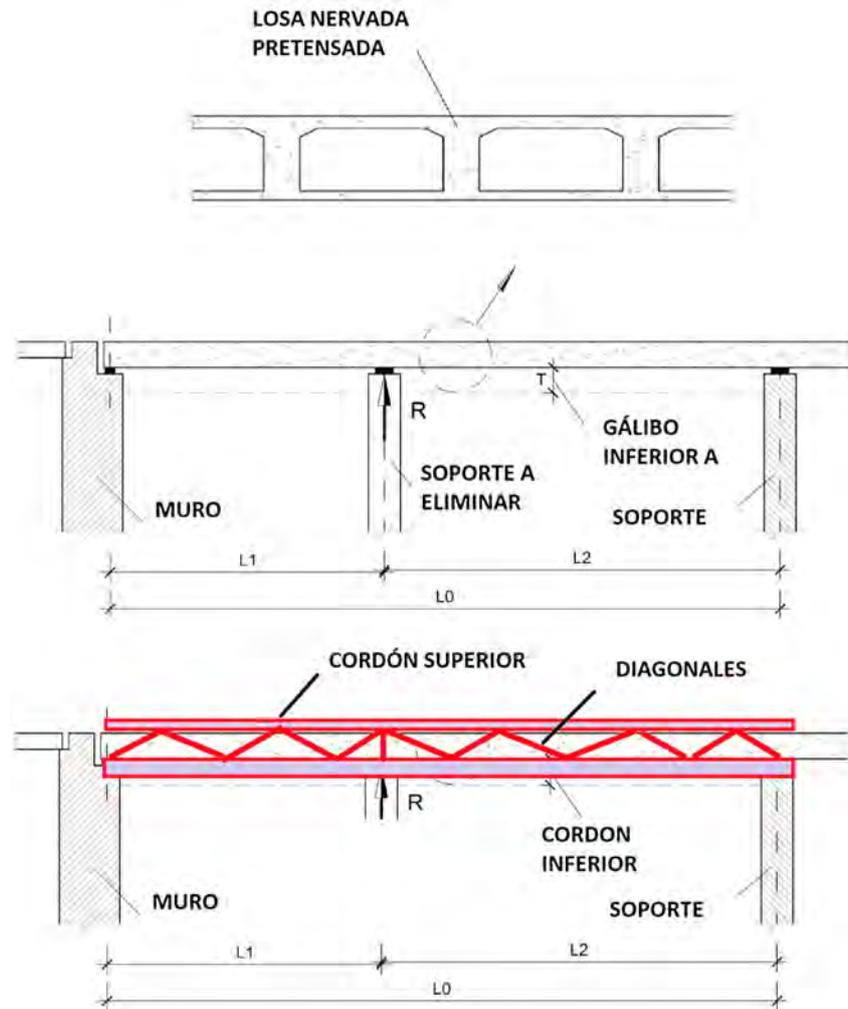
Por lo general, las cargas gravitatorias por encima del lugar del corte del soporte se trasladan a los pilares adyacentes a través de nuevas vigas puente. Esto implica ya sea reforzar dichos soportes adyacentes por el incremento de cargas y comprobar la cimentación existente —y reforzarla en caso de que no tenga suficiente capacidad portante—, ya sea adendar estructura auxiliar de puenteo de cargas o bien combinación de ambas.

En común a todos los procedimientos, se tiene la necesidad de disponer una estructura adicional, por lo general

metálica [1] (fig. 1), pero también de hormigón armado [2], estructura mixta [3] (figs. 2 y 3) o de hormigón postesado [4] (fig. 4) que sirva para el puenteo de la cargas.

La estructura en la que se va a cortar el soporte suele tener recursos resistentes independientes para hacer frente a las solicitaciones horizontales, por lo que este importante requerimiento de la estructura en estado final se da por resuelto y no es objeto de este trabajo. Es decir, se va a proponer un método para la transferencia de cargas verticales.

Cuando la deformación de la nueva estructura puente está dentro de los rangos admisibles —es decir, apenas se deforma $L/500$ si se corta el soporte—, se puede hacer la transferencia de cargas de forma directa. Pero esto no es recomendable más que con cargas pequeñas; y es antieconómico para el coste de la estructura de refuerzo, ya que se necesita comprobar la flecha total como activa; esta metodología, como la que se propone en este artículo, también obvia la necesidad de realizar la transferencia de cargas mediante gatos. Adicionalmente, las posibilidades de dañar elementos arquitectónicos existentes en este caso es grande y han de acotarse y minimizarse, por lo que no se recomienda este procedimiento.



DINTEL	L_0 [m]	L_1 [m]	L_2 [m]	T [m]	$R_{cp,k}$ [kN]	$R_{sc,k}$ [kN]	$R_{tot,k}$ [kN]
A	33.40	20.40	13.00	0.80	5700	3700	9400
B	34.85	25.80	9.05	0.80	8200	5400	13600
C	32.25	14.80	17.45	2.00	6210	4050	10260
D	28.65	13.10	15.55	2.00	5650	3700	9330
E	30.35	16.70	13.65	2.00	6210	4050	10260
F	27.10	15.80	11.30	2.00	5520	3600	9120

Figura 2. Supresión de pilar mediante estructura mixta (1).

2.2. Ejemplos de puenteo de cargas en obra civil

Ejemplos de puenteo de cargas en obra civil que puedan servir de inspiración en el diseño del corte de soportes se encuentran en las metodologías de cambios de apoyos de puentes [5], donde las diferentes geometrías de estribos y pilas obligan a la rea-

lización de prototipos de estructuras auxiliares para las maniobras de sustitución de apoyos, individuales para cada viaducto.

De especial interés es la solución de ampliación de luces de tableros de pasos superiores de autovía [6] (fig. 5), donde la aplicación que se presenta reconoce claro antecedente conceptual.

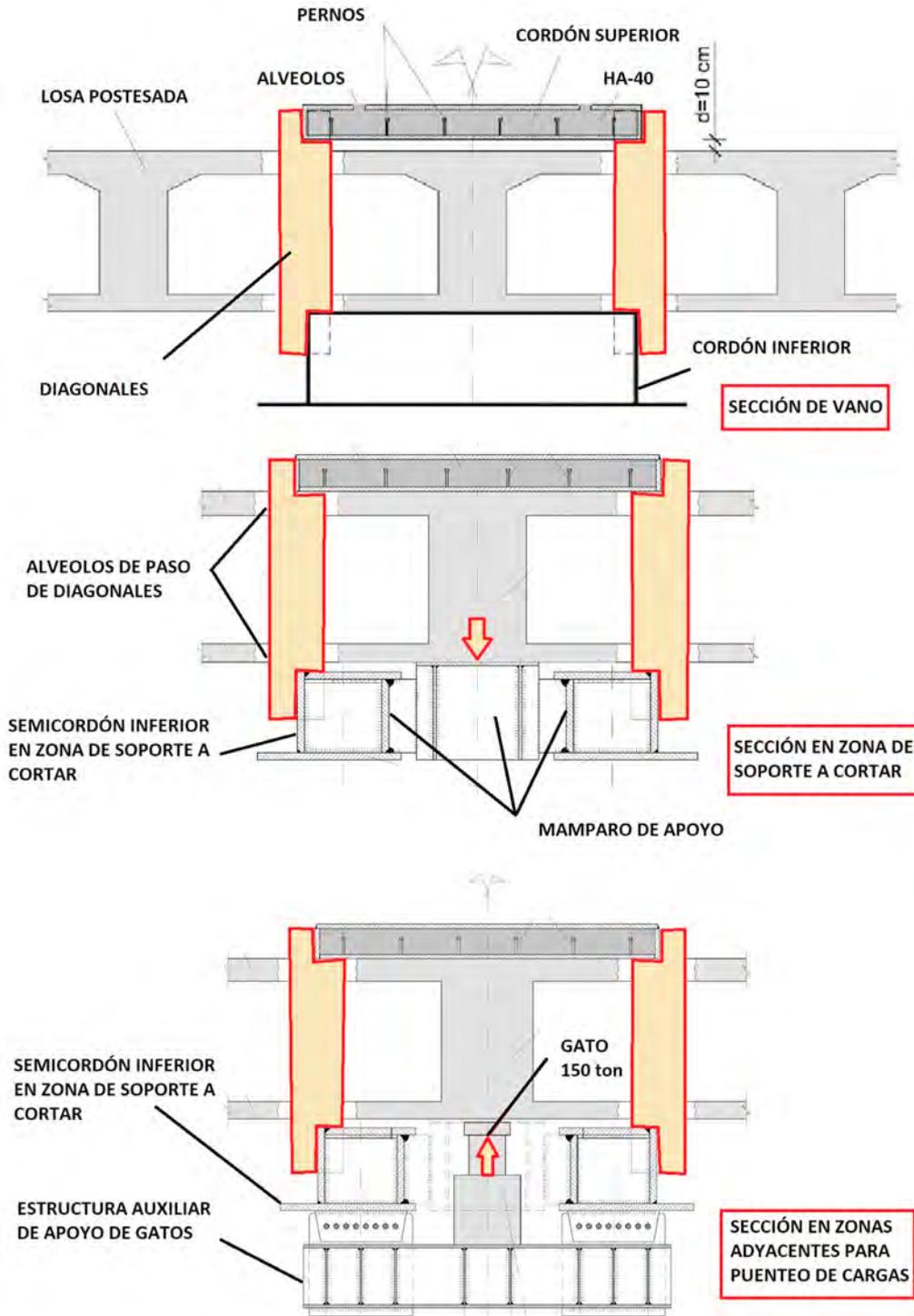


Figura 3. Supresión de pilar mediante estructura mixta (2).

3. DESCRIPCIÓN DE LA OBRA Y DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

3.1. Descripción de la estructura y objeto de la actuación

La tipología de la estructura del edificio, un chalet unifamiliar, se resume a continuación (fig. 6):

El forjado de primera es de vigueta y bovedilla cerámica de canto 12 + 5 e intereje de 40 cm.

Los soportes son de hormigón armado.

Las vigas descolgadas de 25 cm de canto también son de hormigón armado.

Las zapatas son pozos de cimentación cúbicos, de 1,10 m de lado, de hormigón en masa o de hormigón ciclópeo, aunque de las mediciones anteriores se infiere un lado de 1,26 m.

Se pretende la eliminación del soporte del medio del salón, tal y como se indica en la fig. 6. Se puentean 200 kN.

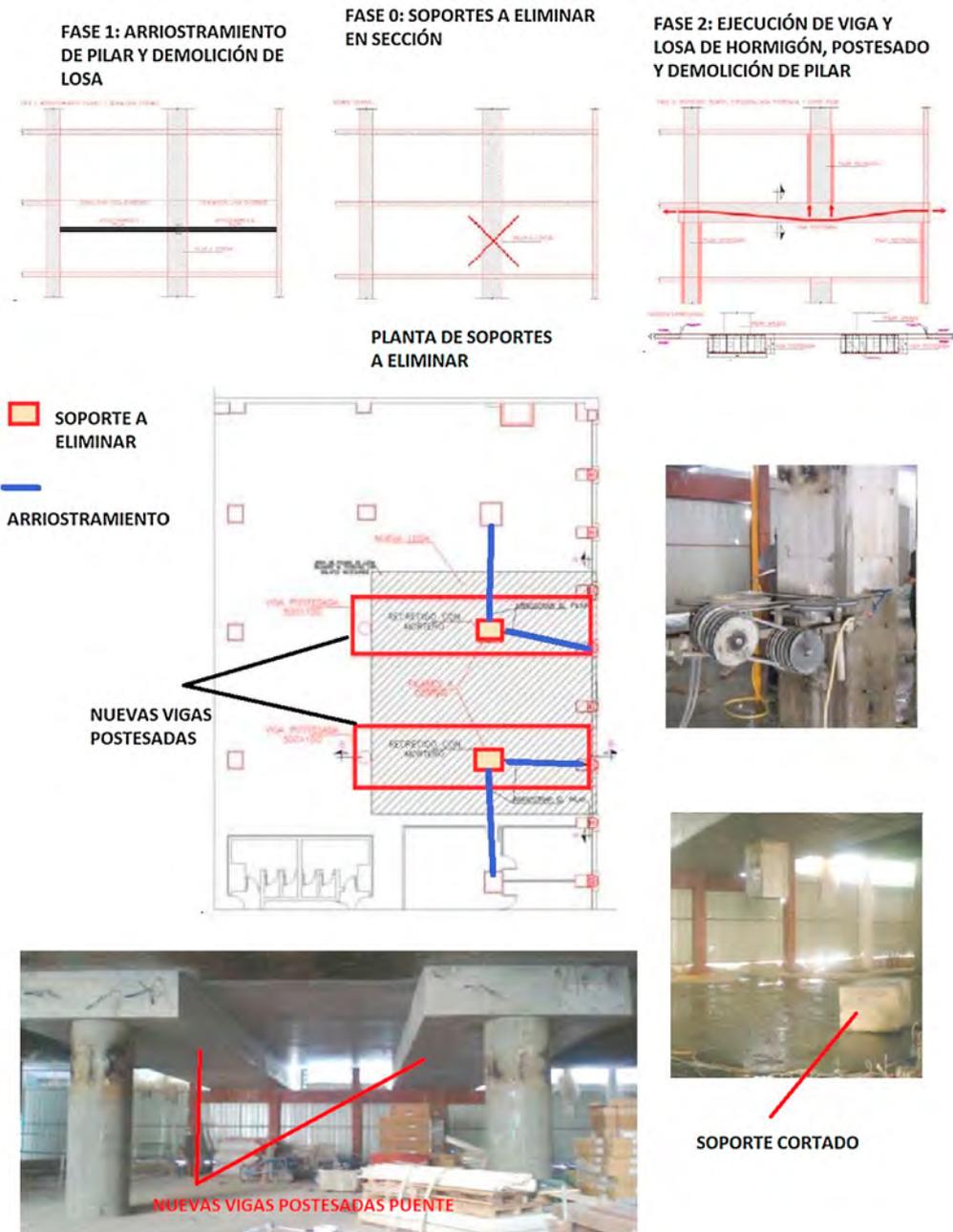


Figura 4. Supresión de pilar mediante estructura postesada.

3.2. Criterios de proyecto

A continuación se dan una serie de criterios apriorísticos con los que se debe proyectar la estructura de puente y los detalles de transferencia de cargas (fig. 7):

Las cargas muertas a disponer en solados, tabiques y falsos techos no se incrementan respecto de las soportadas en el histórico de la estructura.

Se propone la solución de mínimo coste posible.

Se acuerda el gálibo útil en el salón con la propiedad.

3.3. Descripción del procedimiento constructivo

A continuación se describe telegráficamente el procedimiento constructivo, comenzando por la cimentación (fig. 8):

Se ejecuta la excavación para introducir la ferralla de la nueva viga de cimentación. La excavación tendrá 0,80 m de profundidad por 0,70 m de ancho, aproximadamente.

Se vierte un hormigón de limpieza de 0,10 m.

Se introduce la nueva ferralla y se colocan las chapas de anclaje de los soportes.

Se hormigona la viga de cimentación con chapas de anclaje de soportes embebidas. Se procuran superficies rugosas limpias y humectadas entre hormigón de zapata y nuevo hormigón de cimentación. Si se realiza una comprobación por biela y tirante se justifica la solución a cortante.

A continuación se describen las fases del puenteo (fig. 9):

Se ejecuta un taladro en el soporte existente para la introducción de la barra galvanizada. La barra sirve para aplicar el par de apriete y poner en carga las cuñas. El taladro mínimo

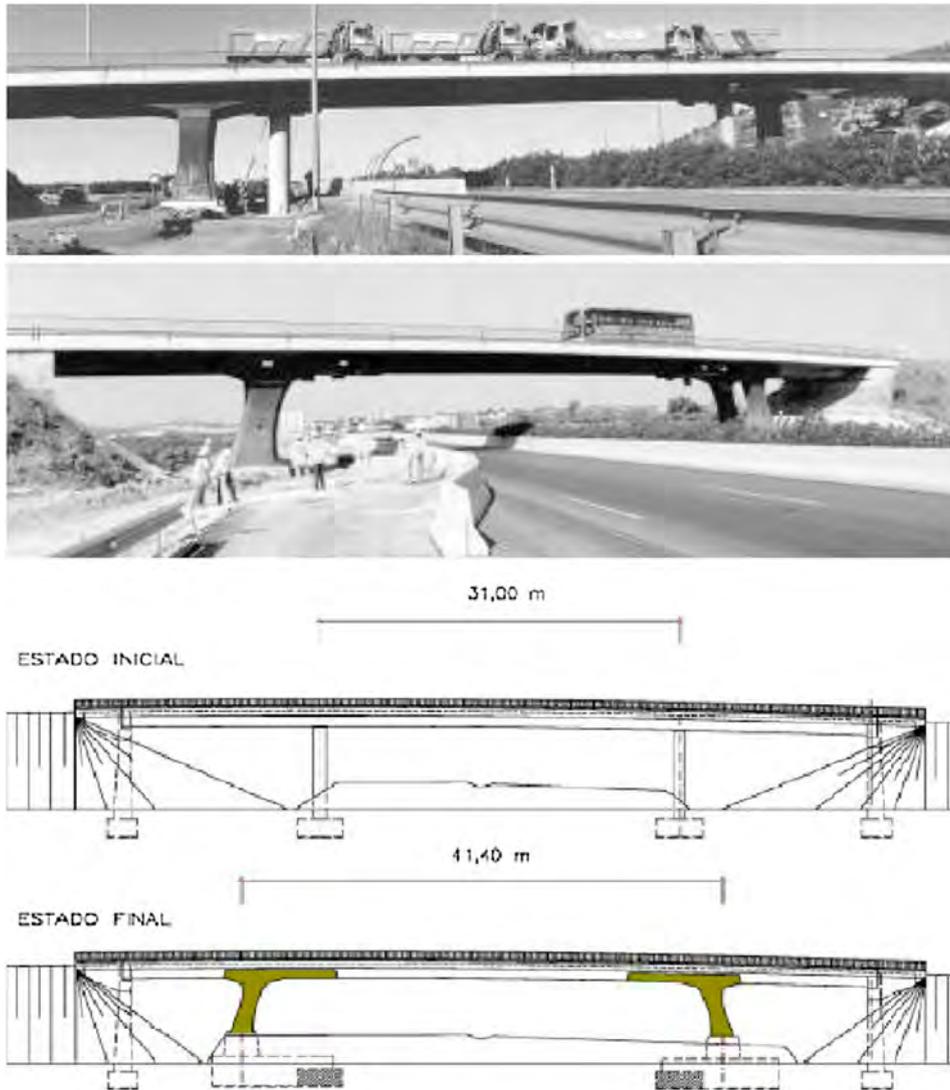


Figura 5. Supresión de pila de paso superior mediante estructura mixta.



Figura 6. Edificio y localización del soporte a eliminar.

en soporte para enhebrar la barra es suficiente si se observa la cinemática de cuña contra mazarota, tal que permite desplazamientos relativos en las direcciones de los planos de contacto gracias a la aplicación de grasa en el mismo.

Se presentan las nuevas vigas metálicas en el suelo.

Se aploman y disponen los soportes UPE300 S275JR.

Se colocan las nuevas vigas UPE400 de acero S275JR a

ambos lados del soporte de hormigón y apoyadas en ménsulas del soporte UPE300.

Se sueldan los puentes metálicos en forma de U invertida entre vigas armadas así como las soldaduras de soportes.

Se colocan a hueso las cuñas superiores (fig. 10).

Se pasa el tornillo de apriete de contracuñas inferiores por debajo de las cuñas superiores.



Figura 7. Estructura del puente antes de la operación de transferencia de cargas del pilar a la viga metálica.

Se colocan las contrañas inferiores.

Se hace penetración de las cuñas a través del apriete del tornillo por ambos lados hasta que el pilar entra en tracción.

El control del cambio de compresión a tracción fue acústico, ya que se puede saber por la variación del sonido del hormigón como si fuera una cerámica o un vidrio.

Se evita de esta manera la fisuración del hormigón del soporte bajo zona de puenteo, lo que provocaría a su vez una carga dinámica inversa no deseable para preservar acabados arquitectónicos existentes.

Cuando cambia el sonido del soporte, o cuando la cuña llegue a su tope estimado con base en los cálculos analíticos, se podrá cortar el soporte con medios adecuados —en ningún caso pica-pica o martilleo—. En concreto se utilizó una butronadora. Finas escayolas de la planta superior fueron preservadas, ahorrando su reparación.

Se sueldan los cordones de cierre protegiendo el tornillo y se disponen contratuercas para que no se desapriete el tornillo.

Se elimina el soporte restante y ya sin conexión.

3.4. Criterios adicionales de importancia

Las siguientes cuestiones se deben tener en cuenta desde el punto de vista técnico:

Se han de comprobar en obra las bondades de las hipótesis consideradas para el esbozo de solución, especialmente geometría.

Se recomienda la visita del técnico a obra para la revisión estructural en el momento de la ejecución del corte.

La supresión del pilar se realiza intentando que los elementos arquitectónicos en primera sufran el menor daño posible, aunque los techos de escayola de la zona afectada sufrirán desperfectos con casi total seguridad.

Queda una altura útil arquitectónica de 2,40 m entre la cara inferior de recubrimiento de viga y la cara superior de acabado arquitectónico, lo que hay que chequear seriamente, sobre todo para el paso de instalaciones por el falso techo.

La solución constructiva se estima con base en las cargas introducidas en un modelo espacial (fig. 11) del edificio entero, que aunque tiene serias incertidumbres de localización de soportes y vigas en la zona de eliminación del pilar, están estudiadas las cargas con suficiente aproximación.

Las cargas de diseño se basan en los acabados observados en obra, o en cota superior de los mismos.

Toda solución de rehabilitación estructural está sujeta a incertidumbres que deben minimizarse en proyecto pero que podrían necesitar de asistencia técnica a obra, por lo que debe preverse una partida para incertidumbres de forma que, si no se necesita, no se consume, pero no se crean problemas a las partes en caso de que sea necesaria más ingeniería y obra.

En el caso concreto presentado, se evita el realizar un geotécnico porque se conserva la forma estructural histórica

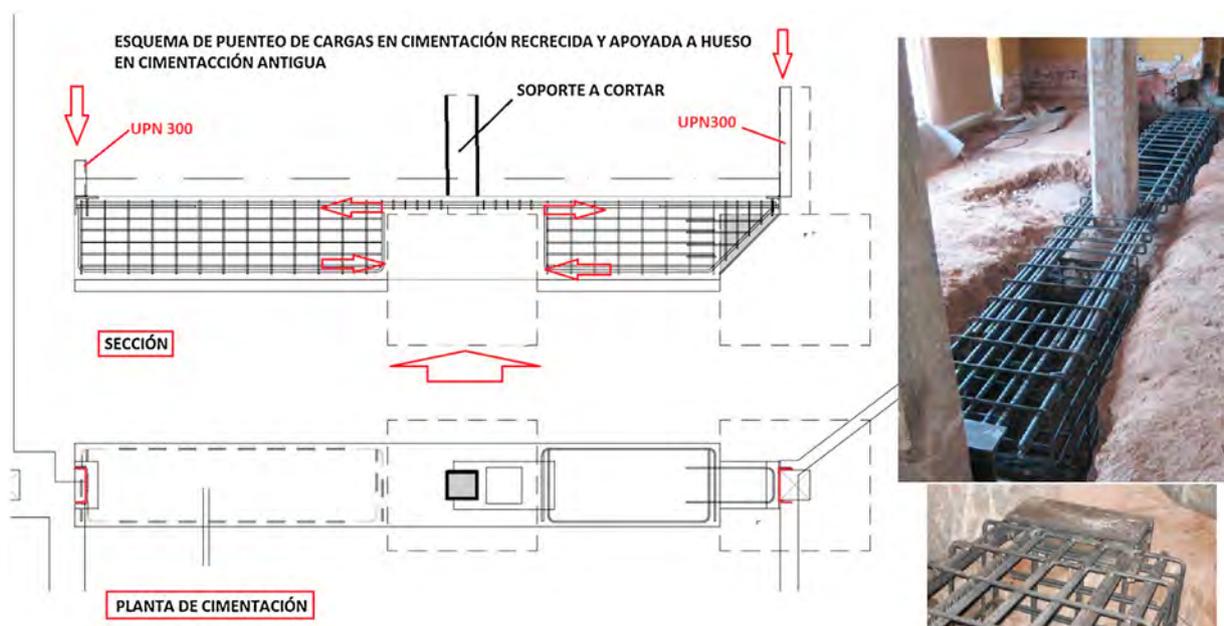
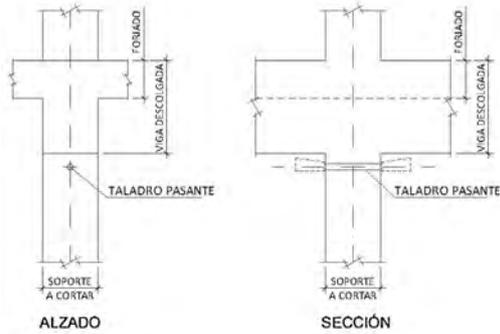
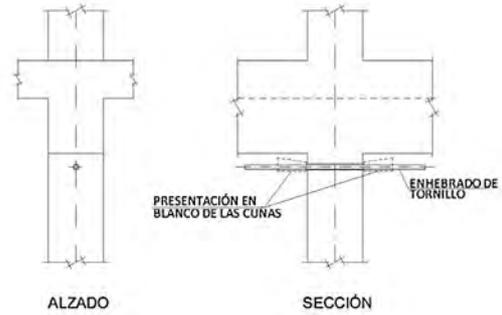


Figura 8. Esquema de cimentación puentada.

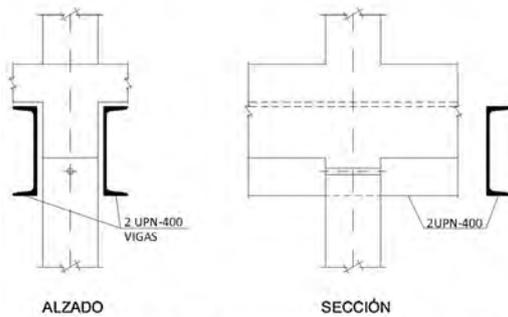
FASE 1: TALADRO DE TORNILLO PASANTE



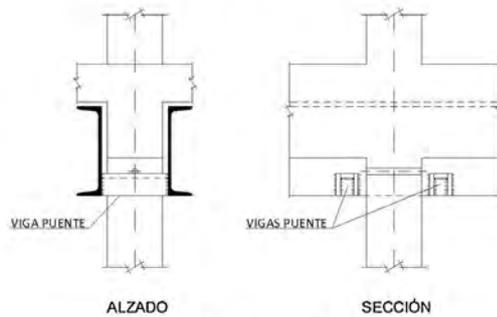
FASE 2: ENHEBRADO DE TORNILLO. PRESENTACIÓN



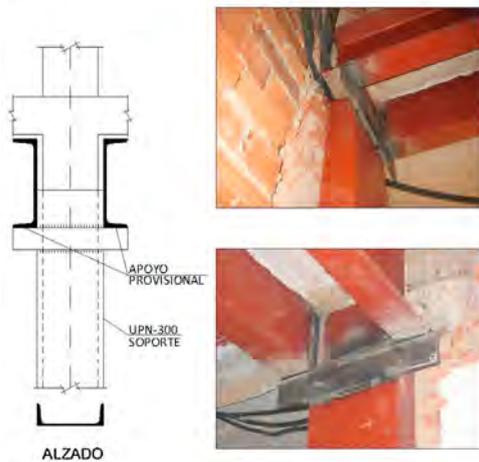
FASE 3.1: COLOCACIÓN DE 2UPN 400. RETIRADA TORNILLO



FASE 4.1: SOLDEO VIGAS PUENTE. SIN TORNILLO PUESTO



FASE 3.2: APOYO A HUESO DE VIGAS A SOPORTES



FASE 4.2: SOLDEO DE VIGAS A SOPORTES METÁLICOS

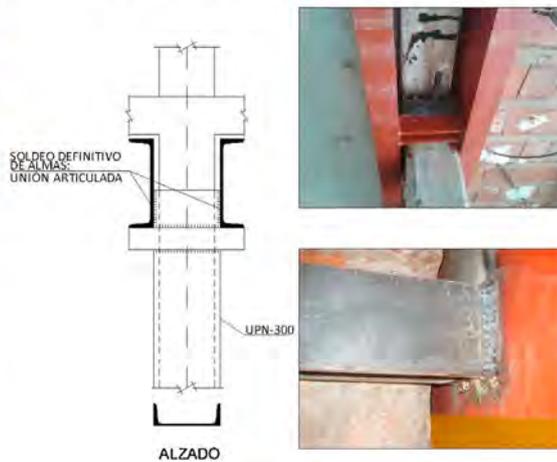


Figura 9. Procedimiento constructivo 1.

de recoger las cargas a través de una viga de cimentación que las lleva hasta la zapata original.

3.5. Criterios de control y puesta en obra

A continuación se enumeran cuestiones del control y puesta en obra de las operaciones (fig. 10):

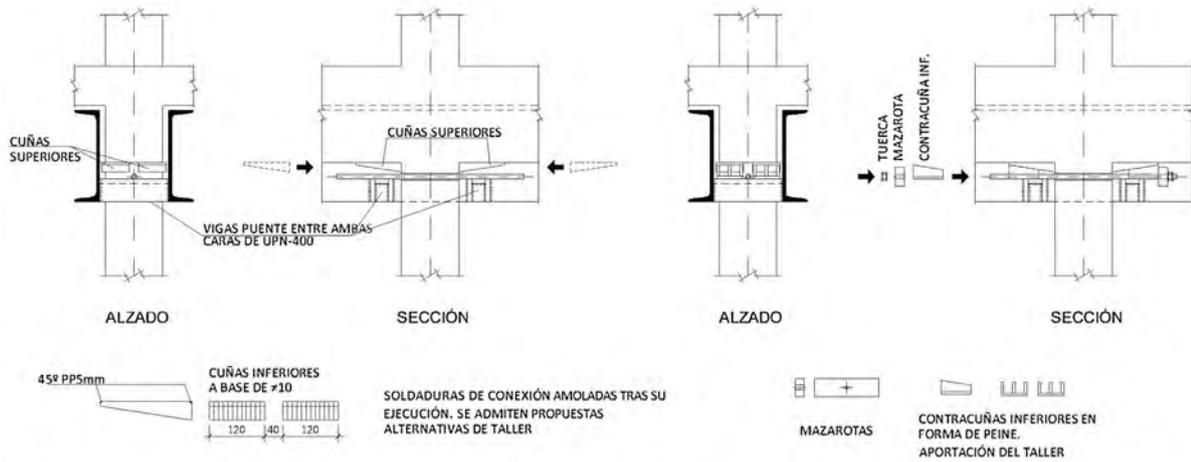
Las contracuñas han de estar engrasadas en superficies de contacto con las cuñas y vigas puente para disminuir el rozamiento.

También se engrasarán las superficies en contacto entre tuercas y tornillo para disminuir el rozamiento y permitir el apriete mediante llave manual con palanca alargada por perfil tubular.

Antes y después del calce se debe proceder al control sónico del hormigón, es decir, como material cerámico; cuando está en compresión, el sonido es grave, y se vuelve más agudo al ponerse en tracción.

Con el ángulo agudo de 9° para las cuñas definidas y grasa normal, el apriete se realiza por medios manuales, como se observa en la foto.

FASE 5: COLOCACIÓN DE TORNILLO Y CUÑAS SUPERIORES FASE 6: COLOCACIÓN DE CONTRACUÑAS, MAZAROTAS Y TUERCAS



FASE 7: APRIETE HASTA DESCARGA DE SOPORTE Y CORTE FASE 8: BUTRONADORA Y COLOCACIÓN DE CONTRATUERCAS

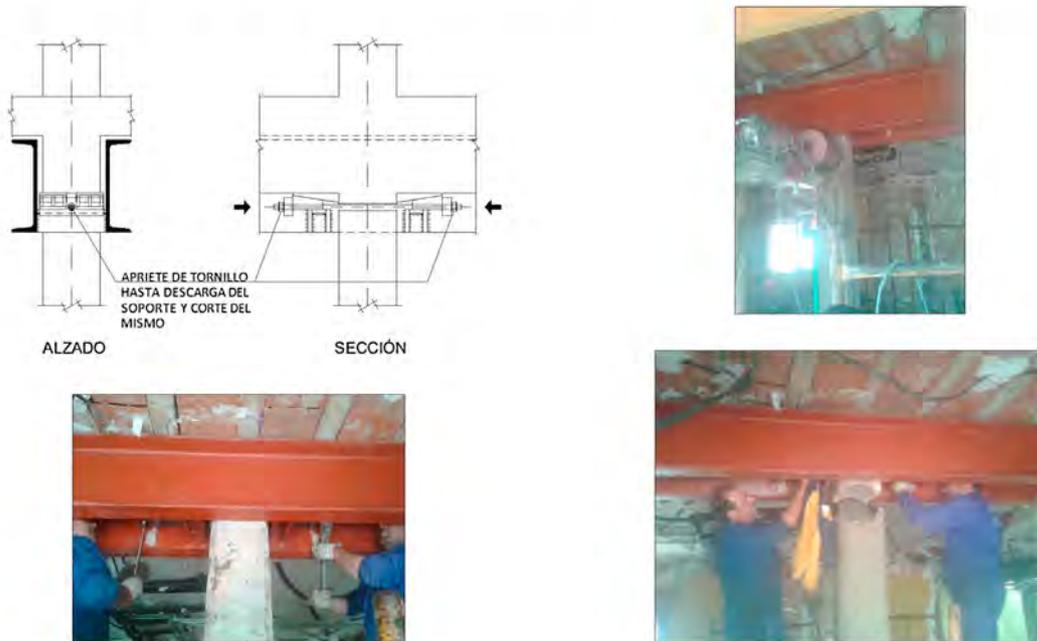
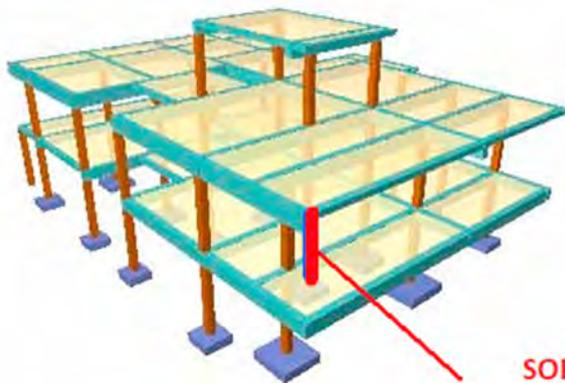


Figura 10. Procedimiento constructivo 2.



BAJADA DE CARGAS DE SOPORTE			
REF	KN	KN	REF
PP	155		
CM	48	203	CP
SC	48	48	SC
TOTAL	251	251	TOTAL

SOPORTE A ELIMINAR

Figura 11. Modelo de cálculo tridimensional para estimar las cargas a puentear.

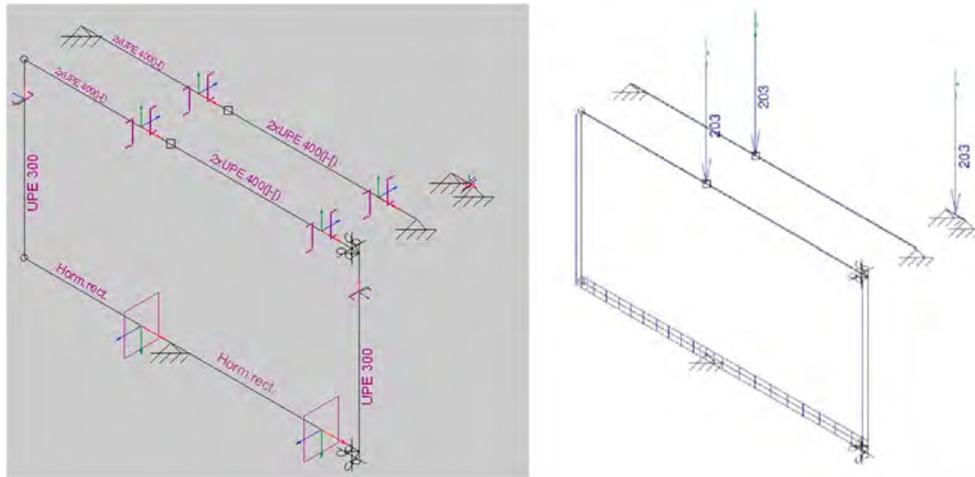


Figura 12. Modelo de cálculo de la estructura del puente.

Resaltar también que, para esa inclinación de 9° de las cuñas, se demostró que el desapriete del tornillo conseguía hacer descender la estructura a su posición original. Lo que permite, una vez constatado el cambio sónico de la cerámica por el que se sabía del hormigón en tracción, ir aflojando para disminuir la fuerza vertical ascendente que pudiera transmitirse al cortar el soporte en tracción.

Como efecto colateral, la taladradora utilizada en el corte del pilar no sufre el aprisionamiento de la broca (de 220 mm de diámetro en nuestro caso) por efecto pinza de una parte del soporte contra la otra. En el caso presentado no fueron necesarios sobreesfuerzos para la retirada de la maquinaria, para sorpresa y celebración del personal de ejecución, que pudo irse antes a su casa.

Como método alternativo para el corte de pilar se preveía el roce circunferencial de dicho pilar para corte de armadura con radial, pero la taladradora se mostró eficaz para preservar íntegros todos los acabados arquitectónicos de primera.

Con un modelo de cálculo aproximado se estimó la carga permanente a puentear del soporte bajo primera a la nueva estructura metálica.

La estructura metálica, calculada como simplemente apoyada debido a la poca rigidez de los soportes, es muy noble y permite el control de la flecha a medida que se pone en carga la viga como mecanismo de control de la carga puenteadas.

Para una flecha estimada de 10 mm se constató en obra una flecha de 8 mm. Esta flecha se comprobó a un lado y a otro de la viga metálica midiendo el desplazamiento relativo entre el fondo de forjado y las alas superiores de vigas metálicas, dado que la carga se va transfiriendo desde el soporte como puntal hasta la viga metálica, sin desplazamiento del forjado. Para ello se utilizaron sencillas bandas de papel milimetrado.

También se controló el acortamiento de las cuñas, que se previó fuera de 13 mm y se midieron 10 mm cuando traccionaba el pilar.

3.6. Descripción del cálculo

Mediante un modelo de cálculo con el programa comercial METAL 3D de CYPE Ingenieros se realiza el siguiente mo-

delo de cálculo (fig. 12), como el que se indica en la figura para la estructura metálica puente. Las cargas dispuestas son las obtenidas con el modelo tridimensional. El modelo supone que toda la carga descansa sobre la zapata existente (fig. 8):

En el modelo anterior se realizan dos hipótesis extremas, ambas del lado de la seguridad:

Una con el marco funcionando como tal y en el que la carga del peso propio de la riostra se recoge por el terreno—lo que en efecto es así—, y supone que las fuerzas horizontales (solo de compatibilidad) son recogidas por el forjado o por el soporte interior adyacente en su cabeza y llevadas a través del forjado a los cerramientos. Se supone que el resto de las cargas que vienen del soporte se absorben mediante el puenteo de la viga, que se apoya articuladamente en los soportes y descansa sobre la viga riostra en dos vuelos supuestos, lo que está del lado de la seguridad.

El otro modelo supone que la viga se apoya sobre los soportes de forma articulada y que estos no tienen descensos, porque el terreno es muy competente.

De esta manera se tienen cubiertos los dos extremos.

La flecha total en centro luz para la carga permanente está acotada entre los 10 y los 12 mm, por lo que se diseñan las cuñas para la menor flecha entre ambas, dado que se desprecia el ligero empotramiento que seguro habrá entre soportes y vigas.

El aprovechamiento tensional del dintel llega al 77% como máximo, por lo que no se necesita refuerzo del mismo. El flector de diseño de la viga de cimentación es de 516 m.KN; el cortante de diseño es de 202 KN.

La tabla 1 se utiliza para armar la viga de cimentación.

Las vigas puente (fig. 13) se dimensionan para que solo una de ellas pueda soportar la totalidad de las cargas provenientes del soporte a cortar, lo que está del lado de la seguridad. La tabla 2 dimensiona dichas vigas.

Para el dimensionamiento de la geometría de la cuña y del tornillo a disponer para introducir dichas cuñas se utiliza la tabla 3, que comprueba la superficie de apoyo de las mencionadas cuñas en la parte inferior de viga, así como dimensiona el tornillo de postesado tipo barra Macalloy o similar que hará poner en carga la cuña y para la que sirve

TABLA 1
Comprobación de la viga de cimentación.

Ref.	Valor	UD	Fórmula	Descripción
Md	516	KN.m	Del modelo de cálculo	Momento de diseño del modelo
b	0,60	m		Ancho de viga
c	0,70	m		Canto de viga
r	0,05	m		Recubrimiento de viga
d	0,65	m		Canto útil
z	0,585	m		Brazo mecánico
Us	882	KN	$Us=Md/z$	Capacidad a tracción a coser
As	20	cm ²	$As=Us*1,15/50$	Área de acero necesaria
f	25	mm		Diámetro de las barras a utilizar
Af	4,91	cm ²	$Af=PI()*(f/20)^2$	Área del redondo
nf	4,13	n.º	$nf = As/Af$	Número de redondos necesarios
Vd	202	KN	Del modelo de cálculo	Cortante de diseño
Vcu	195	KN		Cortante último
Vsu	7	KN		Cortante a recoger por la armadura
Asv	0,3	cm ²		Armadura de corte necesaria
fv	12	mm		Área del redondo
Arv	1,13	cm ²	$Arv=PI()*(fv/20)^2$	Área del redondo
nºr	2	nº		Número de ramas
sv	0,2	m		Separación entre cercos
Avd	11,31	cm ²		Armadura de corte dispuesta

un tornillo del 20, pero con gran recorrido de rosca. Esto es importante. La inclinación del plano de cuña es de 9°.

3.7. Versionado de la aplicación práctica de puenteo de cargas descrita

La solución práctica de puenteo de cargas descrita corresponde a una obra real en que la ingeniería costó más que la obra. Entre las aplicaciones prácticas múltiples que el proyectista puede concebir con esta nueva herramienta, que no es sino un procedimiento económico de transferencia lenta y controlada de cargas, estaría la versión 2.0 de ampliación de luces de tableros de autovía sin el empleo de estructura auxiliar (fig. 14), con lo que se llegaría al concepto puro de *autogeneración estructural* que ha promulgado D. Julio Martínez Calzón [7] y cuyo seguimiento implica mayor complejidad al proyectista, pero menor huella de carbono y mayor economía de obra.

4.

NUEVA TIPOLOGÍA DE POSTESADO DERIVADA

4.1. Antecedentes históricos del postesado. Patentes de postesado

En el momento de documentar los antecedentes históricos se localizó uno que describe, para el año 2004, el estado del arte de la tecnología de pretensado de forma clara y brillante por parte de D. Juan Ayats Calsat, coinventor de patentes (fig. 15) de postesado. Es por ello que en este apartado se remite a este documento abierto a su consulta en la red. Es de justicia destacar esta tesina realizada en la UPC [9], de recomendada lectura para cualquier técnico, ya sea docente, contratista, especialista o proyectista que esté involucrado en la materia por su gran capacidad de síntesis, de descripción gráfica y por conocer cómo se ejecutaron las estructuras que nos va a tocar mantener.

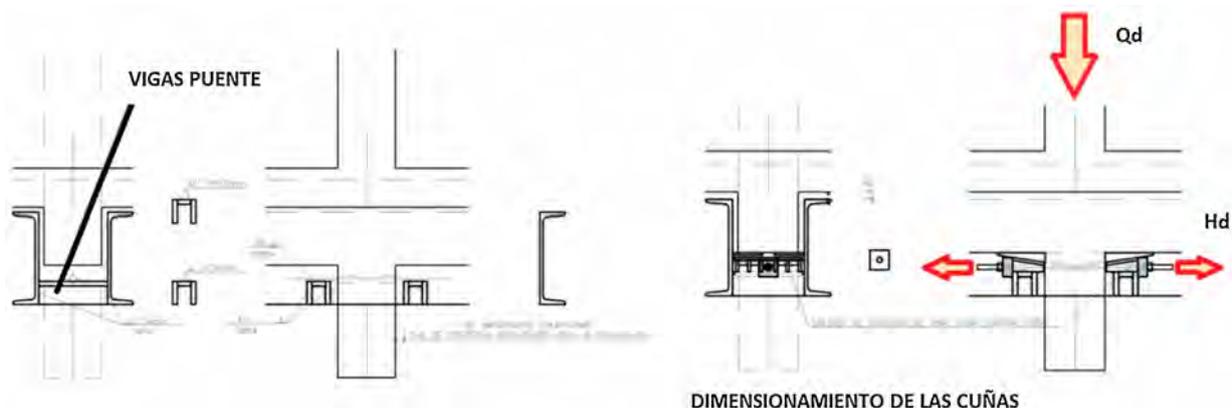


Figura 13. Dimensionamiento de las vigas puente y de las cuñas.

TABLA 2
Dimensionamiento de vigas puente.

Ref.	Valor	UD	Fórmula	Descripción
Qd	353	KN		Carga mayorada de soporte
Vd	176,6	KN	$Vd = Qd/2$	Cortante de diseño
fyk	27,5	KN/cm ²		Resistencia característica a tracción del acero
fyd	25,0		$fyd = fyk/1,1$	Resistencia minorada a tracción del acero
tyd	14,4		$tyd = fyd/3^{0,5}$	Resistencia minorada a cortante del acero
Asv	12,2	cm ²	$Asv = Vd/tyd$	Resistencia a corte necesaria
a	1	cm		Garganta de soldadura
n ^o a	4	n.º		Número de soldaduras verticales
la	6	cm		la = 8-1-1 longitud efectiva de soldadura a corte
Asv disp	24,0	cm ²		Armadura a corte dispuesta

TABLA 3
Dimensionamiento de cuñas.

Ref.	Valor	UD	Fórmula	Descripción
Qd	353	KN		Carga mayorada de soporte
Vd	176,6	KN	$Vd = Qd/2$	Carga de cada cuña
fck	2,5	KN/cm ²		Resistencia característica a tracción del hormigón
fcd	1,7	KN/cm ²	$fcd = fck/1,5$	Resistencia minorada a tracción del hormigón
Ac	106,0	cm ²	$Ac = Vd/fcd$	Área de apoyo de cuña en hormigón
Lc	10,3	cm	$Lc = Ac^{0,5}$	Lado del cuadrado de apoyo mínimo
a	10	cm		Lado de apoyo de un lado de la cuña
b	20	cm		Lado de apoyo del otro lado de la cuña
n	2,0	n.º		Número de cuñas por lado
Ac disp	400	cm ²		Área de superficie de contacto
tcd	0,442	KN/cm ²	$tcd = Bd/Ac \text{ disp}$	Tensión mayorada en el hormigón de viga < 0,4 fck
m	0,5	-		Coefficiente de rozamiento máximo entre aceros
a	9			Ángulo de inclinación de cuña
Hd	232	KN	$Hd = m \cdot Qd + Qd \cdot \text{seno}(a)$	fuerza máxima a hacer por el tornillo
Tu	323	KN	< Hd	Tracción última según catálogo
Hd/Tu	0,718	1,39	> 1,35	Se garantiza el deslizamiento de cuñas

No obstante, se enumeran a continuación una serie de tecnologías de postesado, haciendo referencia a una fuente abierta de conocimiento muy poco habitual en las publicaciones técnicas de estructuras iberoamericanas, muy poco frecuentes en las fuentes de las tesis referentes a los temas de estructuras, pero fundamentales en cuanto a contenido de conocimiento para quien quiera ampliar el dominio de la técnica: *las patentes*.

El estudio y el conocimiento de las patentes de ingeniería civil era, sin embargo, una preocupación de nuestros actuales mayores, como refleja el artículo del Instituto de la Construcción de esta publicación [10], que no es sino una traducción parcial de una referencia norteamericana [11] que estudia más de 100 patentes relativas al pretensado.

Se enumeran las siguientes características de las patentes: primero, son *públicas*, luego son una fuente de conocimiento abierto y universal; segundo, son un *honesto esfuerzo* que ofrece un grupo de personas que considera que ha desarrollado una *invención con valor y con la intención de obtener un retorno*; tercero, se utilizan para *honesto defensa del conoci-*

miento industrial; cuarto, son *independientes*, al estar sancionadas por la comunidad científica internacional, por lo que se consiguen en *honesto competencia*, algo difícil de lograr en el mundo en que nos movemos.

En cuanto a los sistemas de postesado, se pueden tomar en consideración los siguientes, patentados hasta 1964 (fig. 16), extractados de la tesina [9] antes mencionada, y de los que solo uno es iberoamericano.

De entre los enumerados anteriormente, solo algunos subsisten, y de entre los que subsisten, todos sin excepción vinculan la explotación del producto a la protección del conocimiento vía patentes, o a la explotación de patentes caducadas.

Se quiere rescatar expresamente la patente española regalada a la comunidad técnica por D. Antonio Angulo Álvarez, presidente durante muchos años de la Asociación de Amigos del Autogiro [12] y descrita en la revista de obras públicas [13]. Esta patente (fig. 17) no está recogida en el cuadro anterior.

Si el sistema de tesado mediante gatos de esta patente Angulo Álvarez se cambia por el sistema de tesado me-

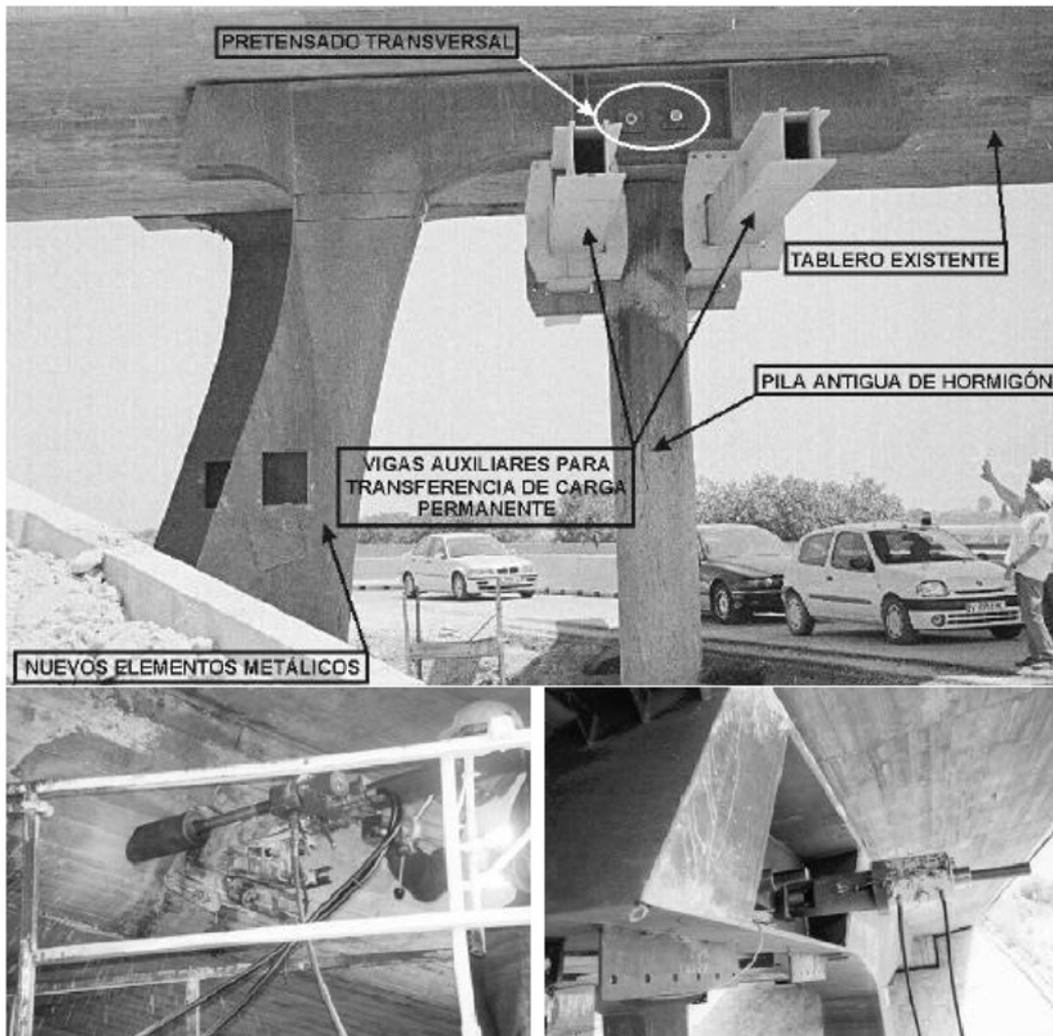


Figura 14. Solución de ampliaciones de luces 1.0.

diente cuña y contracuña, enhebrando *a posteriori* la misma chapa-calzo en forma de U y convenientemente adaptado y diseñado en espesores de chapas, se puede recuperar esta aplicación.

La principal ventaja del método de cuña y contracuña para tesado de barras es la posibilidad de realizar la operación de tesado mediante la aplicación de fuerzas transversales para lograr así el postesado longitudinal, lo que puede ser adecuado cuando no haya espacio para colocar los gatos de tesado en la posición longitudinal de las barras. También se evitan los gatos planos.

Como muestra del desarrollo que tiene este detalle de tecnología de cuñas y contracuñas se ha encontrado la patente [14] de la fig. 18, que sirve para garantizar la transmisión de la compresión de barras y evitar el desapriete, que imaginamos tendrá su aplicación en estructuras *off-shore*.

4.2. El postesado como equipamiento estructural de gran valor añadido

Los ahorros que se pueden conseguir en las obras civiles utilizando pretensados o postesados son de todos conocidos.

Esta tecnología es dominada por los ingenieros estructurales de todo el mundo, siendo especialmente desarrollada en la Europa continental, Estados Unidos y Japón.

Es un hecho que en estos países, cuando terminaron de construir sus infraestructuras, todo el esfuerzo realizado en la producción de las mismas se procuró fijar en patrimonio empresarial e industrial —por ese orden— tal que permitiera el mantenimiento en dichas infraestructuras construidas y la exportación de las tecnologías desarrolladas donde eran necesarias, de forma que se mantuviera el *know-how*, el saber-cómo.

Históricamente, en Iberoamérica la transferencia del conocimiento inventivo en empresas e industria siempre ha sido difícil. El caso de D. Isaac Peral [15] con el submarino y el de D. Juan de la Cierva con el autogiro [16] son los ejemplos más notorios de pérdidas de oportunidad de creación de riqueza industrial. Como escribió el filósofo hispanoamericano [17], «aquellos que no recuerdan el pasado están condenados a repetirlo», y como decía el profesor de filosofía D. Jean-Philibert Damiron [18], «conocerse para corregirse».

En casi todas las geografías del planeta se puede ver un puente con una solución atirantada, pero no todos los países pueden tener una industria que suministre los tirantes.

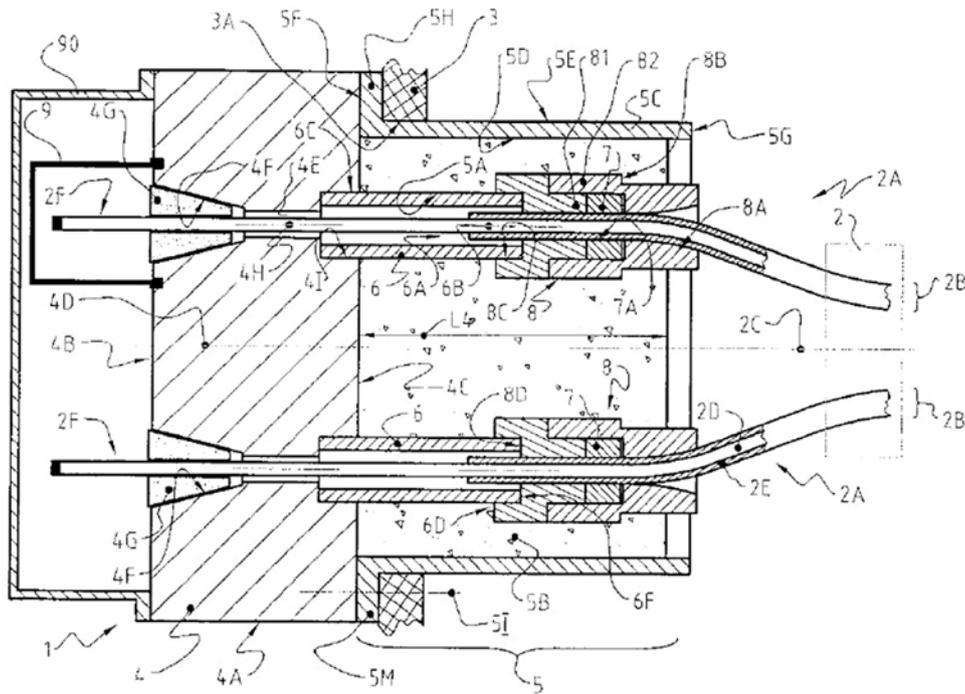


Figura 15. Tecnología perteneciente a VSL.

Todas las empresas punteras de suministro del postesado han continuado desarrollando la curva de aprendizaje de la técnica y protegiendo sus avances mediante patentes y/o *know-how*, saber cómo.

Así la herencia de D. Eugène Freyssinet, primero patentando *la técnica del cómo pretensar* en Francia [19] y más tarde en Estados Unidos [20] (fig. 19) es especialmente modélica, donde la empresa constructora [21] que se creó en 1943 para el suministro de los servicios de postesado ha crecido dando un gran valor añadido a la empresa y a la industria de la construcción, y a la sociedad donde ha suministrado los servicios y donde ha creado empleo en más de 70 países. Por poner un ejemplo paradigmático del empleo del postesado, toda la industria francesa de generación eléctrica con combustible nuclear está apoyada en la tecnología del postesado como parte fundamental de su obra civil. *Un grand héritage*.

Los desarrollos industriales suizos y alemanes son también de especial relevancia, donde empresas suizas como BBR [22], fundada en 1944 por D. Max Birkenmaier, D. Antonio Brandestini y D. Mirko Robin Ros, que introdujo su tecnología de postesado en España en 1963 y sigue introduciéndolo y protegiendo sus mejoras [23]; y VSL [24], fundada en 1943, época en la que fueron protagonistas D. Hans Dietrich, inventor del sistema de torones, D. Hans Elsässer, gerente especial de métodos constructivos, y el vicegerente D. Giovanni Crivelli. La alemana DYWIDAG [25] desarrolla con D. Franz Dischinger los primeros sistemas de postesado en 1925-1927, y comienza a licenciar las patentes francesas a partir de 1950.

Países latinos del sur también tienen sus desarrollos industriales de postesado, como Portugal, con la empresa, desaparecida con la crisis, ICQ MANUEL ALVES; o España, con TECPRESA, heredera de las patentes de 1958 de D. Ricardo Barredo de Valenzuela [26], verdadero precursor de *la técnica*

del cómo pretensar industrial (fig. 20) en España, ya que permitió la generación de la industria que suministró y desarrolló [27] el producto. También MEKANO4 [28] desarrolla, desde hace más de 25 años, una gran actividad de postesado basada en un serio programa de desarrollo del *know-how*.

En Italia, TENSACCIAI [29], empresa creada en 1951, también ha desarrollado una industria del postesado, fundamentalmente a partir de 1964.

4.3. Volviendo a los orígenes: el primer sistema de postesado

Volviendo a los orígenes, como en el caso del submarino y el autogiro, el primer sistema de pretensado ejecutado fue iberoamericano: en el acueducto de Tempull (fig. 21). En contra de lo que les sucedía a los autores de los hitos anteriores, el inventor no creía en el método del pretensado, o comenzó a creer tardíamente.

Buceando en los archivos del CHEOPU [30], gracias a la excelente divulgación técnica del portal web ESTRUC-TURANDO [31], en un artículo —publicado en la revista *Concret Travaux* y que el autor no ha podido encontrar— mecanografiado y perteneciente al archivo Torroja se extrae la siguiente nota relativa al acueducto de Alloz (fig. 21): «La técnica española ha utilizado diferentes veces los cables trenzados de acero de alta calidad, como *armaduras pretensadas*, en el hormigón armado. El primer ejemplo fue el utilizado por el Prof. Torroja en el *acueducto de Tempull* en 1926 [32], el cual ha empleado con éxito el mismo sistema en el *acueducto de Alloz* [33] en 1939.

Del párrafo anterior se infiere que se ha empleado el mismo sistema de postesado en ambos acueductos, pero cuando los comparas a simple vista, ¿dónde está el mismo sistema?

No.	Sistema	País de origen	Fuerza (1)	Composición	(2)
1	Anderson	USA	m, g	cordones	todos
2	Barredo	España	p	alambres	3
3	Baur-Leonhardt	Alemania	G	alambres	todos
4	Baur-Leonhardt y Grün-Bilfinger	Alemania	G	alambres	todos
5	Bauwens	Alemania	p	alambres	-
6	BBRV	Suiza	m, g	alambres	todos
7	Beton und Monierbau	Alemania	m, g	alambres	todos
8	Billner	USA	m	alambres	todos
9	Braunbock	Austria	todas	alambres	todos
10	CCL 1	Gran Bretaña	p, m	alambres	1
11	CCL 2	Gran Bretaña	m	alambres	1
12	CCL 3	Gran Bretaña	m, g	cordones	1
13	Chalos	Francia	m, g	cordones	todos
14	Coyne	Francia	G	alambres	todos
15	Crom	USA	m	alambres	1
16	DDR	Alemania	m	alambres	todos
17	Dywidag	Alemania	m, g, G	barras	1
18	Franki-Smet 1	Bélgica	m	alambres	todos
19	Franki-Smet 2	Bélgica	m	alambres	1
20	Freyssinet 1	Francia	m	alambres	todos
21	Freyssinet 2	Francia	g	cordones	todos
22	Grün & Bilfinger	Alemania	m	alambres	todos
23	Guifford-Burrow	Gran Bretaña	m, g	cordones	1
24	Guifford-Udall	Gran Bretaña	p, m	alambres	1
25	H.G. (Holzmann)	Alemania	m	alambres	todos
26	Hauser	Italia	p	alambres	2-4
27	Heilitbau	Alemania	m, l	alambres	1
28	Held & Franke 1	Alemania	m	alambres	todos
29	Held & Franke 2	Alemania	m	barras	1
30	Hochtiefbau	Alemania	m	alambres	todos
31	Holzmann-Zerna	Alemania	m, g	alambres	todos
32	International Raymond	USA	m	alambres	todos
33	K.A. (Interspan)	Alemania	m, g	alambres	todos
34	Kani-Barasel	Alemania	m, g	alambres	todos
35	Korowkin	URSS	g	alambres	todos
36	Kübler	Alemania	p, m	alambres	todos
37	Kübler-Volter	Alemania	p, m	alambres	todos
38	Leoba 1	Alemania	m	alambres	todos
39	Leoba 2	Alemania	m, g	alambres	todos
40	Lesage	Bélgica	m, g	alambres	todos
41	Macalloy	Gran Bretaña	p, m, g	barras	1
42	Magnel-Blaton	Bélgica	p, m, g	alambres	2
43	Morandi	Italia	m	alambres	varios
44	P.I.	USA	m	alambres	todos
45	P.S.C. 1	Gran Bretaña	p, m	alambres	1
46	P.S.C. 2	Gran Bretaña	m, g	cordones	1
47	Polensky & Zöllner	Alemania	m	alambres	todos
48	Prescon	USA	m	alambres	todos
49	Rheinhausen	Alemania	m	alambres	todos
50	Rinaldi	Italia	m	alambres	1
51	Roebbing	USA	g	cordones	todos
52	S.E.E.E. 1	Francia	p, m, g, G	cordones	todos
53	S.E.E.E. 2	Francia	G	cordones	todos
54	Sager & Woerner	Alemania	m	alambres	todos
55	Stressblock	Gran Bretaña	g, G	cordones	1
56	Stressrod	USA	m	barras	1
57	Stressteel	USA	m	barras	1
58	Turntable System	URSS	m	alambres	1
59	V.S.L. (Losinger)	Suiza	g, G	alambres	todos
60	Vaessen	Alemania	m	alambres	todos
61	Ways & Freytag	Alemania	m	alambres	todos
62	Wets	Bélgica	m	alambres	todos
63	Züblin	Alemania	m, g	alambres	todos

(1) pequeña, p: hasta 133,5 kN; media, m: hasta 490 kN; grande, g: hasta 4.450 kN; muy grande, G: > -
(2) Elementos tesados simultáneamente

Figura 16. Patentes de pretensado hasta 1964.

El postesado transversal del acueducto de Alloz se ve, pero ¿y el sistema de postesado longitudinal?

La respuesta está en la [figura 22](#) y en la lectura de referencia. Pero se resalta que es *un sistema de postesado longitudinal que se aplica mediante un sistema de puesta en carga transversal*.

Estas vigas, que cumplirán 80 años de edad en 2019, son las vigas artesanales postesadas más antiguas del mundo.

La metodología de concepción es digna de estudio: cómo se cambia de escala la idea estructural del acueducto de Tempull conservando el concepto básico en el acueducto de Alloz.

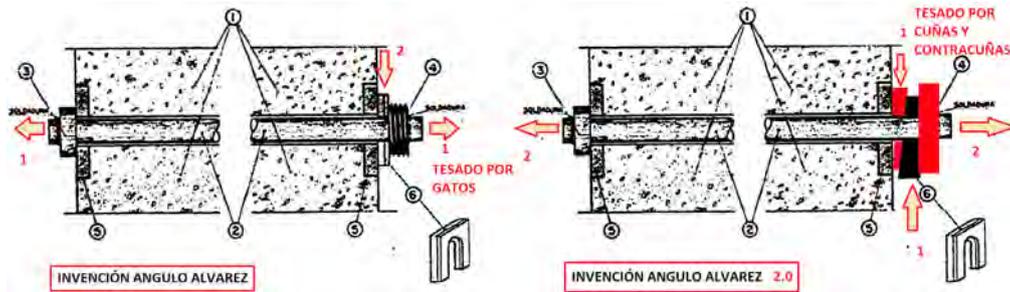


Figura 17. Patente iberoamericana de pretensado anterior a 1957. Versión 2.0 con tesado transversal de cuña y contracuña.

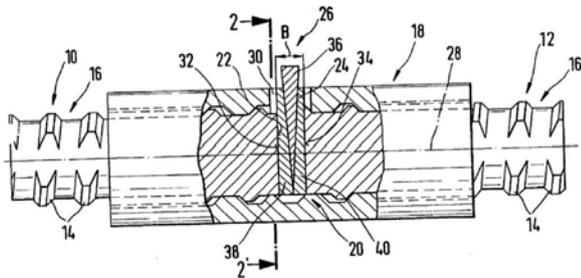


Figura 18. Patente de teutón-luxemburguesa.

La figura 23, del acueducto de Alloz [30] (Archivo Torroja del CHEOPU), recoge la composición gráfica con base en escaneos de fotos y esquemas del archivo Torroja que permiten la explicación gráfica de cómo se realizaba el postesado longitudinal con base en las cargas transversales materializadas mediante el gato hidráulico y el útil de colocación que permite disponer el montante definitivo metálico, momento que recoge la fotografía.

El pretensado se comenzó a desarrollar en España a gran escala gracias, entre otros, a D. Carlos Fernández Casado des-

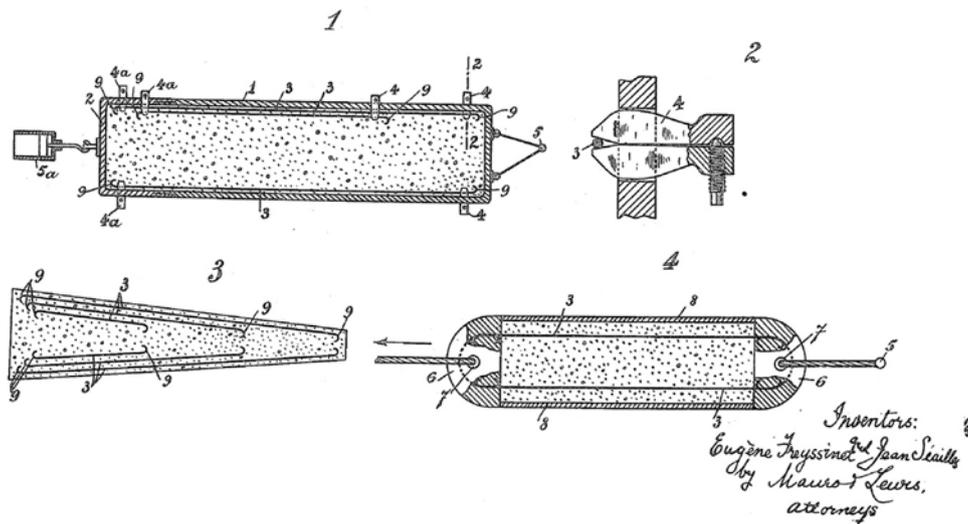


Figura 19. Patente americana de Freyssinet; el ejemplo a seguir.

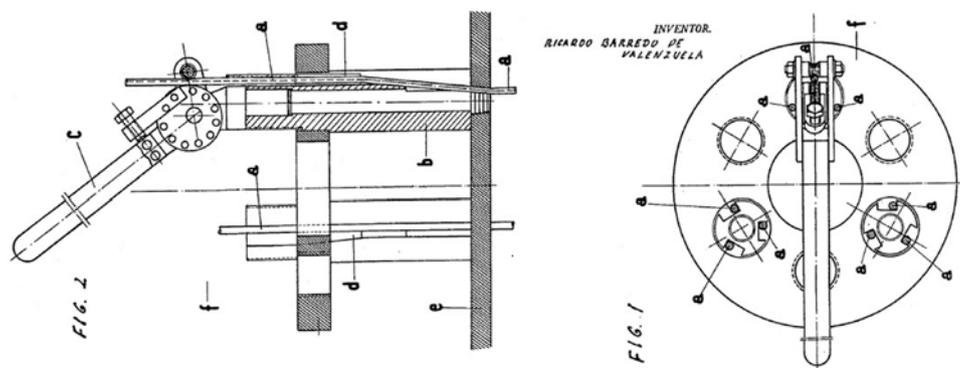


Figura 20. Patente de D. Ricardo Barredo de Valenzuela.

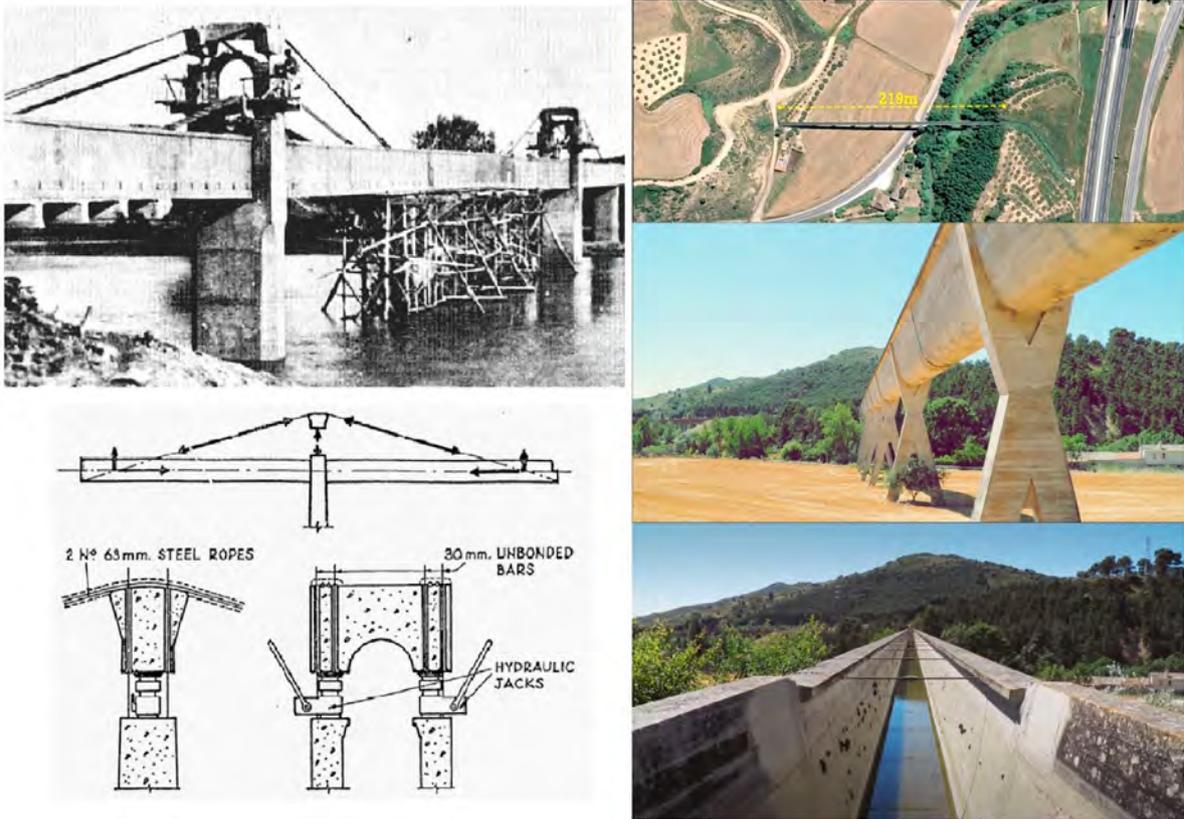


Figura 21. Acueducto de Tempull versus acueducto de Allos a la derecha.

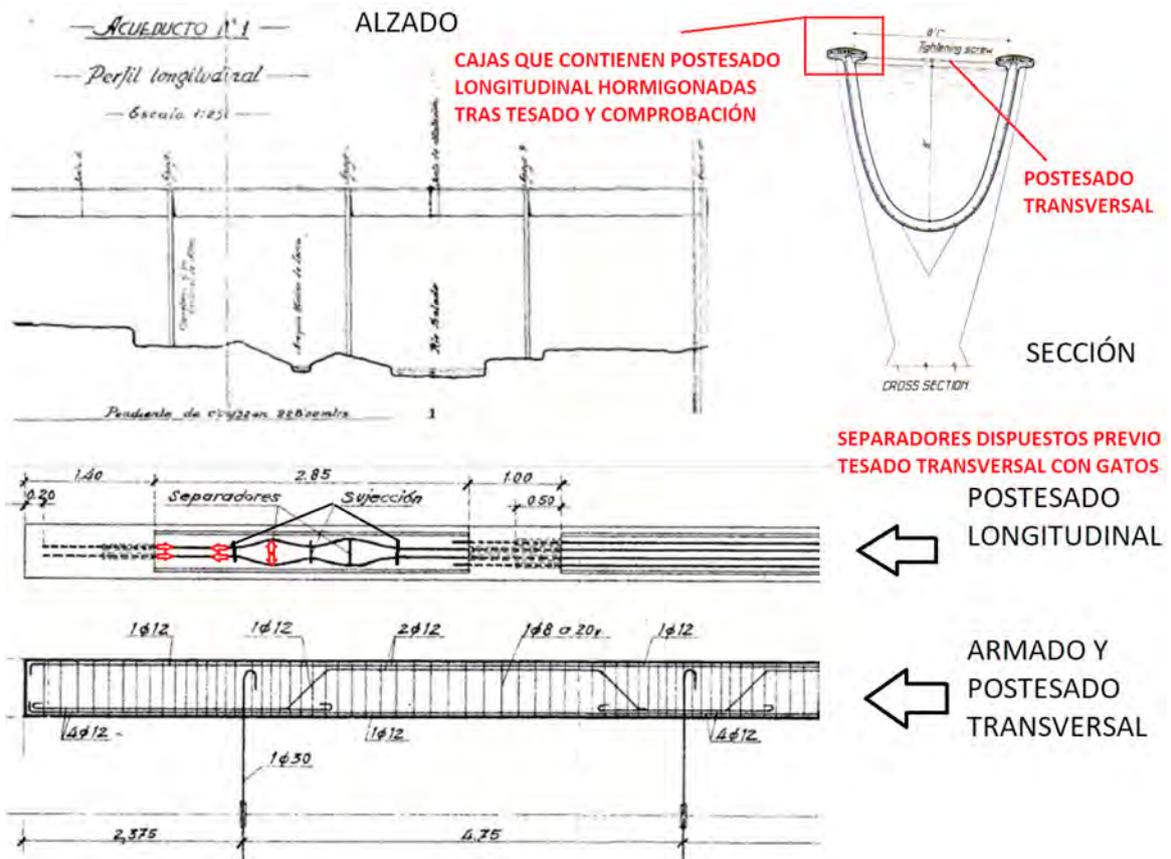


Figura 22. Acueducto de Allos. Plano original comentado de D. Eduardo Torroja Miret.

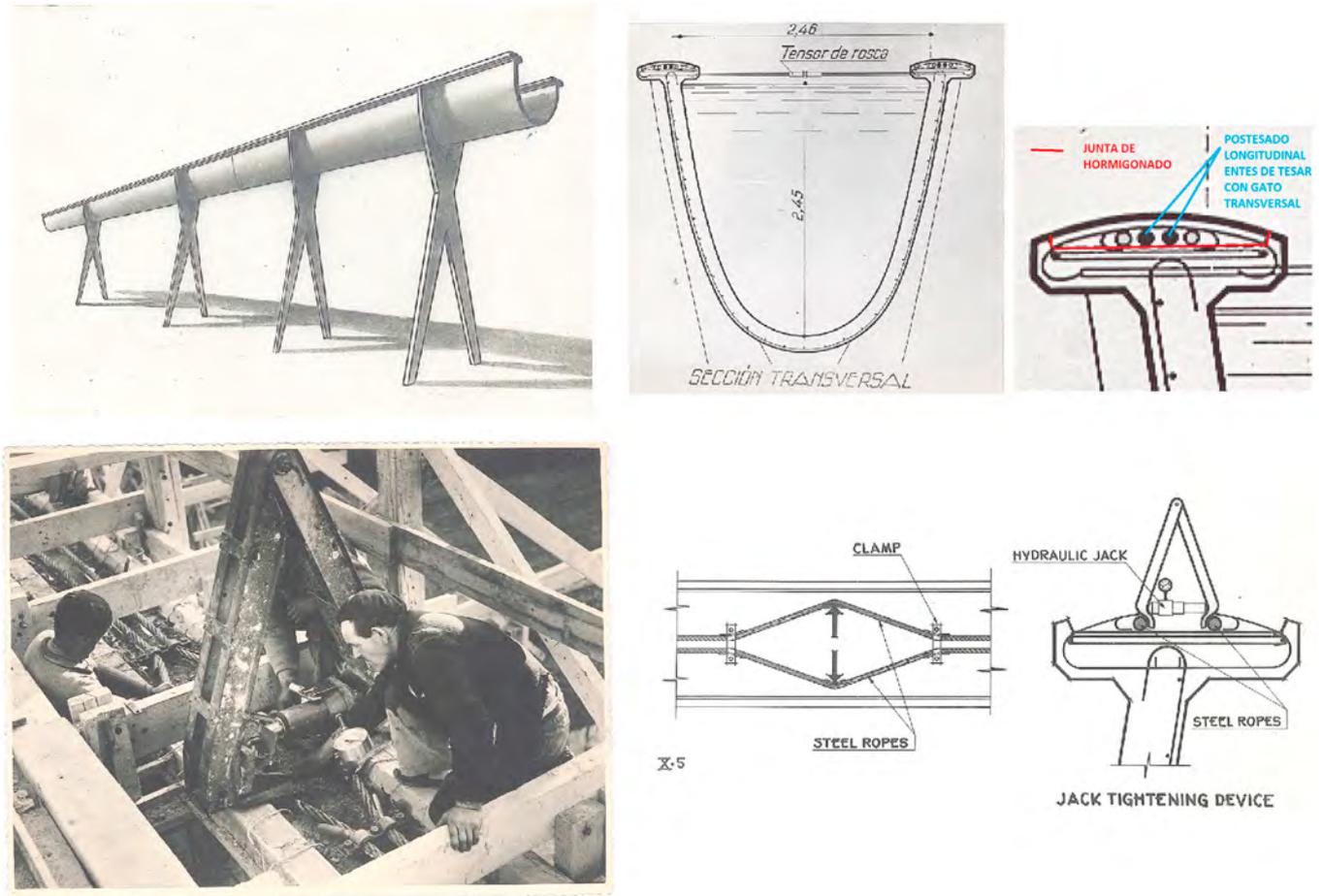


Figura 23. Acueducto de Alloz. Archivo Torroja del CHEOPU.

de la concepción; desde la prefabricación, el desarrollo en España se debió a D. Francisco Fernández Conde, padre de D. José Antonio Fernández Ordóñez, el autor de la biografía de Freyssinet [34], quien era otro ingeniero innovador como él y desde 1944 explotó la concesión de la patente que le hizo Freyssinet en la empresa PACADAR [35].

4.4. El sistema cuña-contracuña. Metodología de concepción y esbozo conceptual

A continuación se presenta muy sucintamente el siguiente sistema de postesado para estructura metálica: *el método cuña-contracuña*.

Las aplicaciones técnicas que pueden suscitar su uso son, en principio, la rehabilitación de vigas metálicas o mixtas. En estructuras *off-shore* pueden resultar útiles por poder ser la solución muy económica en algún refuerzo. Es pues un sistema de aplicaciones modestísimas, pero de fácil ejecución.

La idea surge al trabajar en el desarrollo de anclajes a posteriori para la rehabilitación del postesado del puente de Hammersmith para VSL Construction Systems. La concepción intelectual de dichos anclajes es íntegra de D. Carles

Cots Coromina (fig. 24) y comenzó durante el estudio técnico de dicho puente en Londres.

La solución de rehabilitación finalmente ejecutada fue obra de FREYSSINET, con anclajes de hormigón postesado prefabricados; resultó objeto de merecidos galardones en el Reino Unido [36] (fig. 25).

Más tarde se tuvo ocasión de aprovechar todo el trabajo realizado para la obra de Londres mediante un refuerzo con postesado exterior para un forjado de 18 m de luz; desarrollado junto a D. Gerardo Salazar.

De esta obra de 2015 (fig. 26) se pudo inferir el gran ahorro que se hubiera podido dar en la rehabilitación del puente de Hammersmith con la utilización de esta tipología de anclaje, ya que el manejo de piezas metálicas mucho más livianas en peso hubiera ahorrado mucho tiempo de ejecución.

En esta actuación también surgió el problema del espacio necesario a dejar en el anclaje para la colocación de los gatos y poder tesar longitudinalmente; aunque se dispusieran gatos alevines, el espacio necesario para el tesado era importante. ¿Por qué no plantear un postesado que pueda realizarse desde la mitad de la luz, o incluso en cualquier parte de la luz de la viga? La solución estaba en Torroja,

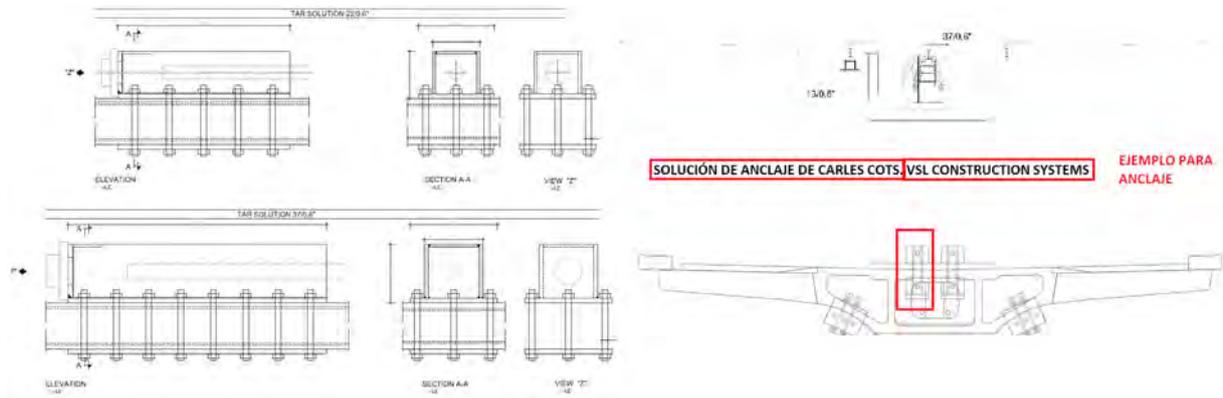


Figura 24. Solución base de D. Carles Cots para la rehabilitación del puente de Hammersmith. VSL Construction Systems S.A.

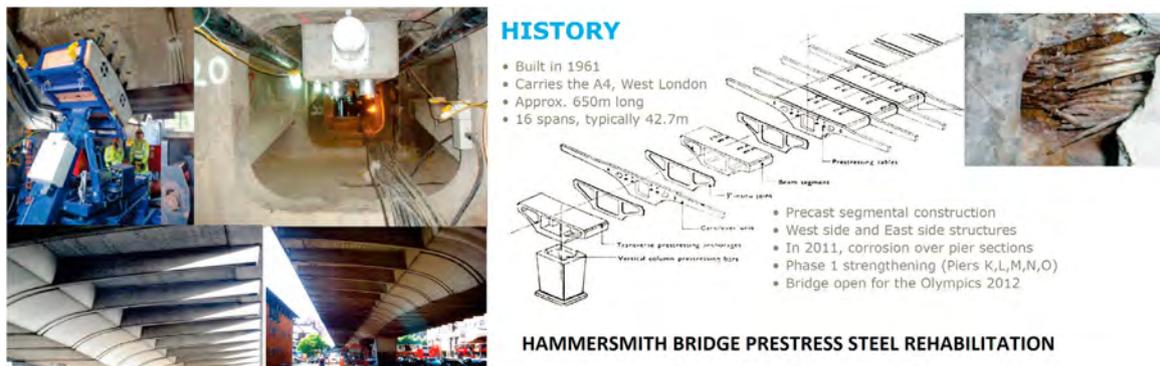


Figura 25. Solución ejecutada para la rehabilitación del puente de Hammersmith. Ramboll. Freyssinet.



Figura 26. Solución base de D. Carles Cots para anclaje de postesado. VSL Construction Systems S.A.

otra vez: postesa transversalmente para generar el postesado longitudinal.

No es el saber lo que es el postesado (*know-*), sino que es el cómo ejecutar el postesado de forma repetitiva y sistemática (*-how*), lo que puede aportar valor añadido.

Para postesar una semi platabanda en toda su longitud contra otra semi platabanda y obtener así la pre-compresión de la platabanda que se refuerza, gracias al trabajo solidario dado por el tornillo pasante, se necesita la cuña a un lado y la contracuña al otro (fig. 27) trabajando *juntas*. Así se esboza en la figura.

5. CONCLUSIONES

Se describe pormenorizadamente un sistema de transferencia de cargas que permite realizar los cortes de soportes estructurales reduciendo costes en medios auxiliares de obra a cambio de mayor esfuerzo en ingeniería.

En el documento se constata además que las tecnologías del postesado están ligadas a la presencia de patentes tecnológicas y/o saber-cómo (*know-how*) de las empresas que explotan el producto. Se muestran casos reales en que la cultura tecnológica iberoamericana no ha carecido de capacidad de concepción, sino de conservación y fijación empresarial e

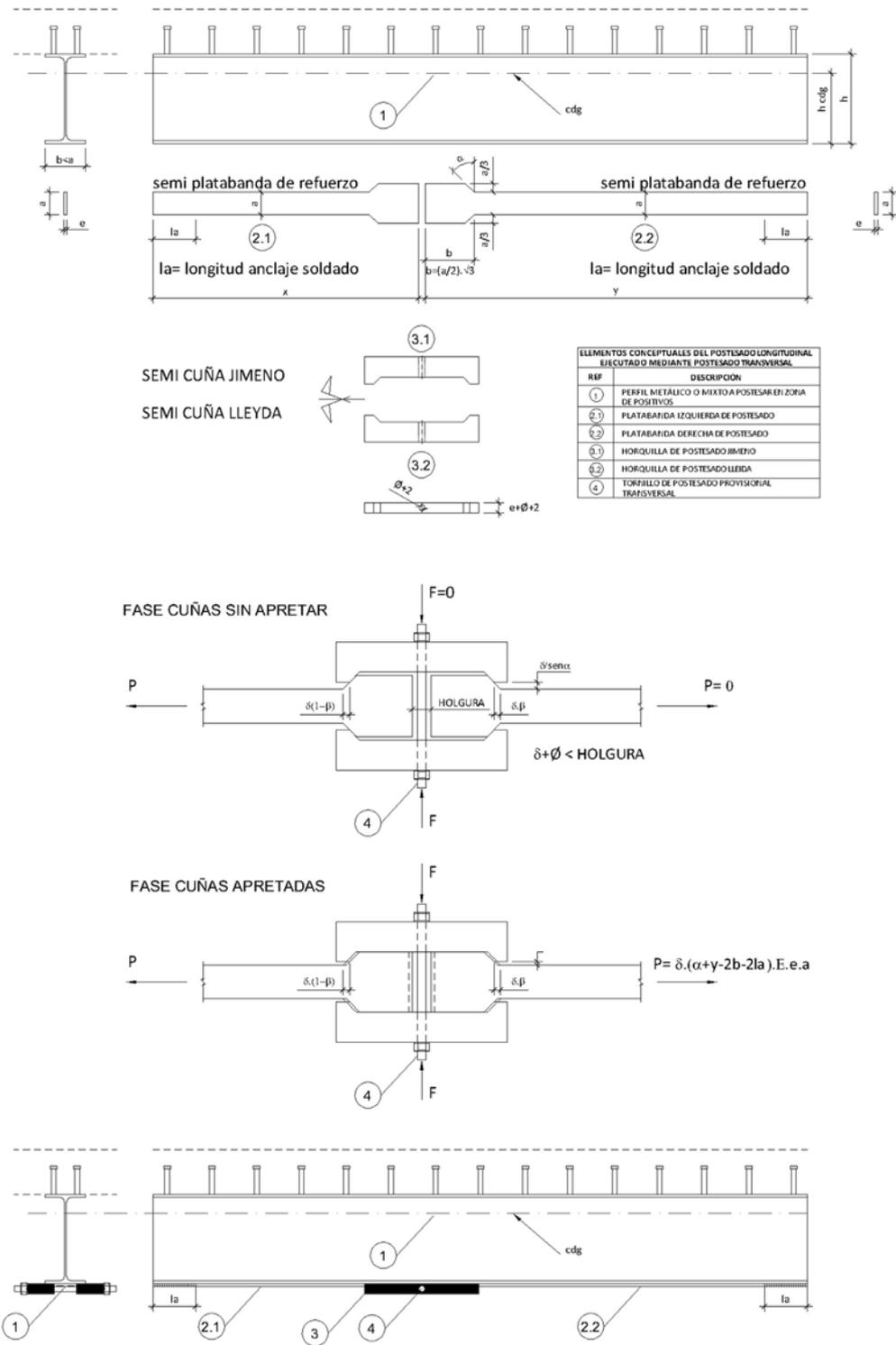


Figura 27. Método de postesado cuña-contracuña.

industrial del saber-cómo para poder repetirlo.

Se propone conceptualmente un sistema de postesado de estructuras metálicas (método cuña-contracuña) basado en el procedimiento de puenteo de cargas para corte de pilar anteriormente descrito.

Bibliografía

- [1] J. Rodríguez Santiago, J.M. Conde-Salazar, Estudio experimental de la puesta en carga de una estructura y el corte del pilar de un edificio de ocho plantas, Hormigón y Acero. (169) (1988) 81–91.
- [2] A. González Serrano, Supresión de pilares en una nave, Hormigón y Acero. (178) (1991) 127–133.

- [3] J. Martínez Calzón, I. Ceriani, *Estación de Sants en Barcelona — grandes dinteles de apeo para eliminación de soportes entre vías*, Congreso de ACHE, Valencia, 2008.
- [4] Valladares López J. estructuras postesadas en edificación. Consideraciones estructurales generales, proyectos y obras. En: ACIES; 2012.
- [5] Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Conservación de aparatos de apoyo, juntas y drenaje en puentes ATC, ACHE, editores; 2011.
- [6] Martínez Calzón J, Ladrón de Guevara Méndez G. Ampliaciones de luces de pasos superiores de autopistas existentes. Solución aplicada en la autopista AP-7 (BY-PASS) Valencia. Madrid; 2002.
- [7] Martínez Calzón J. Puentes, estructuras, actitudes. Turner; 2006.
- [8] Yves Bournand MLB, Adrian Gnagi B, Ayats J, inventores; Device for Anchoring One End of a Stay to a Base. United States. Patente US 6,578,328 B2. 17 June 2003.
- [9] Ayats Calsat J. Estado actual del pretensado y tendencias actuales y retos de futuro. 15 de septiembre de 2004.
- [10] Dobell C. Patentes relacionadas con el hormigón pretensado. Hormigón y Acero. 1951;(8): 32-40.
- [11] Dobell C. Patents and Codes Relating to Prestressed Concret. Journal Proceedings. 1950; 46(5): 713-722.
- [12] Goicolea JM. Antonio Angulo (1912), miembro de honor de la Asociación de Ingenieros de Caminos. 11 de abril de 2012.
- [13] Angulo Álvarez A. Hormigón pretensado, modesta aportación a su técnica. Revista de Obras Públicas. 1957; 1(2904): 167-170.
- [14] Reding H, Rehm G, inventores; United States. Patente US6328499 B1. 11 de diciembre de 2001.
- [15] RTVE. Documental sobre Isaac Peral, el inventor del submarino. 1973. Disponible en: <http://www.rtve.es/alcarta/videos/ciencia-y-tecnologia-en-rtvees/documental-sobre-isaac-peral-inventor-del-submarino/1628484/>.
- [16] A. Angulo Álvarez, *Un ingeniero de caminos universal. Juan de la Cierva Codorniú, inventor del autogiro, Ingeniería y Territorio. (79) (2007) 58-63*.
- [17] Santayana G. La vida de la razón o fases del progreso humano.
- [18] Damiron JP. Lecciones de filosofía.
- [19] Freyssinnet E, Seailles J, inventores. Procédé de fabrication de pièces en béton armé. Fance. Patente FR680547.
- [20] Freyssinnet E, inventor; Piece of Reenforced Concrete. United States. Patente US2080074. 11 de mayo de 1937.
- [21] FREYSSINET. www.freyssinet.com. 2017. Disponible en: <http://www.freyssinet.com/freyssinet/wfreyssinetsa.sp.nsf/sb/lentreprise.histoire>.
- [22] BBR. www.bbrnetwork.com. 2017. Disponible en: <http://www.bbrnetwork.com/aboutus/history.html>.
- [23] Warwick B. Hutchins K, inventor; Adjustable Tie Rod Holder. United States. Patente US4124321. 7 de noviembre de 1978.
- [24] VSL. www.vsl.com. 2017. Disponible en: <http://www.vsl.com/the-company/history.html>.
- [25] DYWIDAG. www.dywidag-sistemas.com. 2017. Disponible en: <https://www.dywidag-sistemas.com/empresa/historial/>.
- [26] Barredo de Valenzuela R, inventor. Tenssioning System. United States. Patente US2820606. 21 de enero de 1958.
- [27] Barredo de Valenzuela R, inventor. System of Fixing Cables and Rods Subjected to Stress. United States. Patente US3605202. 20 de septiembre de 1971.
- [28] MeKano4. www.mekano4.com. 2017. Disponible en: <http://www.mekano4.com/>.
- [29] tensainternational. www.tensainternational.com. 2017. Disponible en: <http://www.tensainternational.com/who-we-are>.
- [30] Torroja Miret E. ETM-179-001. Salto de Alloz.
- [31] Agudelo Zapata JA, Boixader Cambroner D. <http://estructurando.net>. 2013. Disponible en: <http://estructurando.net/2013/05/20/descargate-losproyectos-originales-de-las-obras-de-eduardo-torroja-miret/>.
- [32] Antuña Bernardo J. Estructuras de edificación de Eduardo Torroja Miret.
- [33] jbt. PuentéritoPerfecto. 2016 [acceso 19 Dic 2017]. Disponible en: <https://puentitoperfecto.wordpress.com/2016/03/06/acueducto-alloznavarra/>.
- [34] Fernández Ordóñez JA. Eugène Freyssinet. Barcelona; 1978.
- [35] Esteban García M. Eugène Freyssinet, ingeniero, artesano e inventor. CIMBRA. 2011; p. 44-51.
- [36] Clark G. Rehabilitation of PC Bridges in UK — Situation, Strategy, Case Studies. En: EAD16 - Seminar 2016. Munich; 2016.



Contribuciones para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes típicos en Argentina en cercanía de fallas activas

Contributions for the evaluation of seismic vulnerability of typical bridges in Argentina in proximity of active faults

José Aníbal Saracho^{*,a}, Gustavo Ariel Perez^b, José Rodolfo Barlek^c, Óscar Dip^c,
Eduardo Alberto Castelli^d

^a Magister en Ingeniería Estructural, Ingeniero en Construcciones y Civil. Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Tucumán. Universidad Nacional de Tucumán, Instituto de Estructuras. S. M. de Tucumán, Argentina

^b Dr. Ingeniero Civil. Universidad Nacional de Tucumán, Instituto de Estructuras. S. M. de Tucumán, Argentina

^c Magister en Ingeniería Estructural, Ingeniero Civil. Universidad Nacional de Tucumán, Instituto de Estructuras. Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Tucumán. S. M. de Tucumán, Argentina.

^d Ingeniero Civil. Vialidad Nacional, Distrito Tucumán. S. M. de Tucumán, Argentina

Recibido el 3 de mayo de 2018; aceptado el 3 de diciembre de 2018

FUENTE DE FINANCIACIÓN:

Las Instituciones que han proporcionado financiación económica para la realización de la Investigación son:
la Universidad Tecnológica Nacional y la Universidad Nacional de Tucumán.

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a Vialidad Nacional. Nuestra especial gratitud por la predisposición y valiosa colaboración del Ing. Horacio Ferrada,
Jefe de la Sección SIGMA Puentes del 4to Distrito-Mendoza

RESUMEN

La evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes permite identificar aquellas estructuras sísmicamente deficientes y establecer prioridades y pautas relacionadas con la necesidad de su rehabilitación, refuerzo o reemplazo. Al respecto, en Argentina no existe ninguna metodología establecida. El objetivo es presentar un método de avanzada aplicado a dos puentes típicos ubicados en zonas caracterizadas como de elevada y muy elevada peligrosidad sísmica del territorio nacional a fin de verificar su nivel de desempeño estructural. Se utiliza análisis dinámico no lineal, método considerado como el de mayor rigurosidad. Los modelos 3D utilizados se construyeron con la plataforma de elementos finitos OpenSees. Se verificó el mejor comportamiento sismorresistente del puente que presenta mayor rigidez del sistema suelo de relleno-pilotes en los estribos y con mayor número y robustez de las pilas. Ambos puentes cumplen con los niveles de desempeño exigidos, acorde a la vida útil remanente de cada uno de ellos.

© 2019 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: puentes; metodología de evaluación; vulnerabilidad sísmica

ABSTRACT

The evaluation of the seismic vulnerability of bridges allows identifying those seismically deficient structures and establishing priorities and guidelines related to the need for their rehabilitation, reinforcement or replacement. In this regard, in Argentina there is no established methodology. The objective is to present an advanced method applied to two typical bridges located in a zone of high and very high seismic hazard of the national territory in order to verify its level of structural performance. Nonlinear dynamic analysis is used, method considered as the most rigorous. The 3D models used were built using the OpenSees finite element platform. It was verified the best seismic resistant behavior of the bridge that presents greater rigidity of abutment backfill – pile system and with greater number and robustness of the bents. Both bridges meet the performance levels required according to the remaining service life of each of them.

© 2019 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: bridges; evaluation methodology; seismic vulnerability

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: joseanibalsaracho@yahoo.com.ar (José Aníbal Saracho).

1. INTRODUCCIÓN

El daño sísmico reportado después de sismos importantes ocurridos en los últimos años (Loma Prieta en 1989, Northridge en 1994, Kobe en 1995, Kocaeli en 1999, Taiwan en 1999, Tecomán en 2003, Cachemira en 2005, L' Aquila en 2009, Honduras en 2009, Haití en 2010, Chile en 2010 y Japón en 2011) ha vuelto a manifestar que los puentes son los componentes críticos de los sistemas de transporte. Al salir de servicio un puente se producen interrupciones significativas de las redes de transporte, ocasionando grandes pérdidas económicas indirectas. Asimismo, la necesidad de mantener operativas dichas redes para la atención de la emergencia luego de la ocurrencia del evento sísmico indica la importancia de que los puentes permanezcan en estado operacional, o de que al menos tengan función parcial y que la total sea restablecida en tiempos mínimos. Para comprobar este desempeño se debe verificar la aptitud estructural de los puentes ante la acción sísmica, con lo cual se podrán caracterizar los sistemas más susceptibles mediante determinaciones de su vulnerabilidad. Una vez realizado esto, se podrán establecer prioridades y pautas relacionadas con la necesidad de rehabilitación, refuerzo o reemplazo de las estructuras más comprometidas.

Para evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes puede seguirse un camino probabilístico o bien abordar un método determinístico. En el primer caso se tienen en cuenta la aleatoriedad e incertidumbres de los parámetros que afectan a la capacidad y a la demanda sísmica. En este sentido, en los últimos tiempos se ha popularizado el uso de un procedimiento que caracteriza la naturaleza probabilística de estos aspectos, denominado "Curvas de fragilidad".

Concretamente, las curvas de fragilidad representan la probabilidad acumulada de que una estructura exceda un determinado estado de daño en función de un parámetro que define la intensidad sísmica. Dichas curvas constituyen relaciones entre la acción sísmica y el daño para diferentes tipos de estructuras. En Fig. 1 se ofrecen las curvas de fragilidad obtenidas por Nielson [1] para puentes de hormigón armado de múltiples tramos en zonas de moderada peligrosidad sísmica de los Estados Unidos. En abscisas se representan valores de la aceleración pico del terreno (PGA), expresados como fracción de la aceleración de la gravedad, mientras que en ordenadas, la probabilidad acumulada de exceder un determinado estado de daño. Cada una de las curvas de la figura corresponde a un determinado estado de daño, caracterizados como: leve, moderado, severo y total.

Por otro lado, en cuanto al camino determinístico, de la revisión efectuada de metodologías de evaluación analítica existentes, aquella propuesta en el Manual de Rehabilitación Sísmica de Puentes [2] se constituyó en objeto de estudio por parte de nuestro grupo de investigación. Su importancia radica en el hecho de que se enmarca dentro de un procedimiento general de rehabilitación de puentes existentes basados en el desempeño estructural. En dicha metodología, se contempla la realización de una evaluación detallada en el caso de que los puentes fueran hallados deficientes en un análisis preliminar o bien en otras situaciones determinadas. Dentro de los diferentes métodos contemplados para dicha evaluación detallada, el correspondiente al Análisis Dinámico No Lineal (ADNL) se considera como el

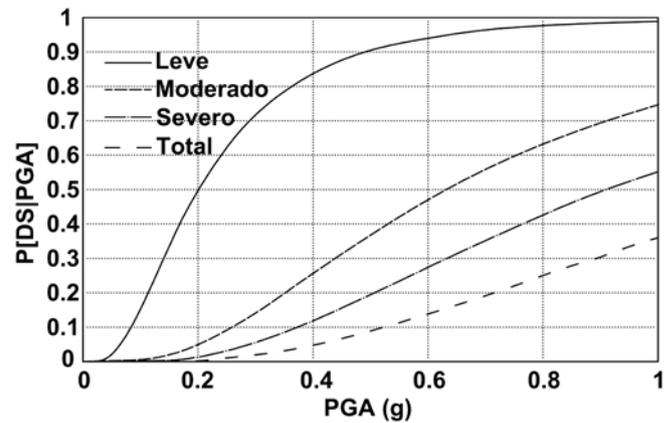


Figura 1. Curvas de Fragilidad para puentes típicos de hormigón armado en zona central de USA [1].

de mayor rigurosidad y complejidad a costa de un mayor esfuerzo computacional y competencias para la interpretación de los resultados [2]. Asimismo, se prescribe que este es el método que corresponde aplicarse en casos de estructuras complejas e irregulares y también de aquellas ubicadas en la cercanía de fallas activas. Al presente, en la literatura científica y técnica pudo advertirse que los casos de puentes estándar en donde se utiliza el análisis dinámico no lineal con un modelo refinado de la estructura, lo constituyen los estudios de curvas de fragilidad. Pudo a su vez observarse que a nivel mundial, para la construcción de dichos modelos, en la gran mayoría de estos casos no se trabaja con ningún software comercial, sino que se hace con el programa OpenSees [3]. Se trata de una plataforma computacional desarrollada por investigadores pertenecientes al Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER).

A su vez, este mismo Centro proporciona herramientas para la búsqueda, escalado, selección y descarga de acelerogramas registrados en distintas partes del mundo. La base de datos cuenta con uno de los conjuntos más completos de meta-datos, incluyendo distintas caracterizaciones de sitio, datos de la fuente del sismo, etc.

El objetivo central de este trabajo consiste en presentar el uso de estas herramientas de avanzada para la evaluación detallada de dos puentes típicos ubicados en zonas caracterizadas como de elevada y muy elevada peligrosidad sísmica del territorio nacional. De esta manera, podrá determinarse si se alcanza o no el nivel de desempeño requerido para tales estructuras según el estado actual del conocimiento.

Cabe destacar que existen escasos antecedentes de estudios similares de evaluación detallada por medio de ADNL utilizando modelos refinados con consideraciones de la interacción suelo – estructura, con vistas a dirimir su desempeño sísmico y así establecer la necesidad o no de rehabilitación. En este sentido, el Manual de la FHWA [2] carece de ejemplos ilustrativos que sirvan de guía para la aplicación de este tipo de evaluación detallada. A su vez, en dicha publicación no están definidos los parámetros de demanda ingenieril para caracterizar los distintos estados de daño luego de un ADNL. En razón de estas situaciones, los ejemplos aquí desarrollados y los criterios adoptados en la definición de dichos parámetros de demanda ingenieril constituyen una guía para la aplicación de la metodología. Asimismo, en este trabajo se persigue el afán de dar a conocer el uso de la citada base de datos para la



Figura 2a. Puente sobre Arroyo Tierras Blancas, Ruta Nacional 40. Vista.

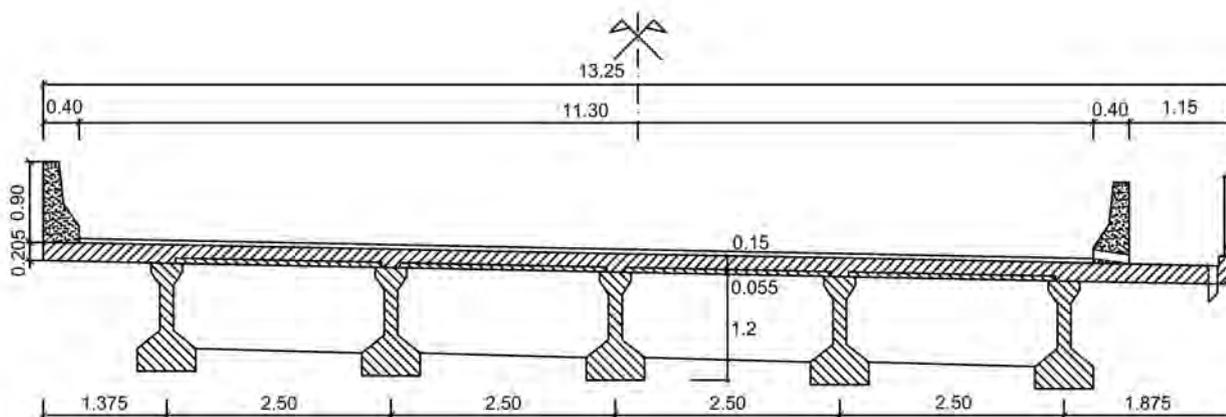


Figura 2b. Puente sobre Arroyo Tierras Blancas, Ruta Nacional 40. Sección transversal.

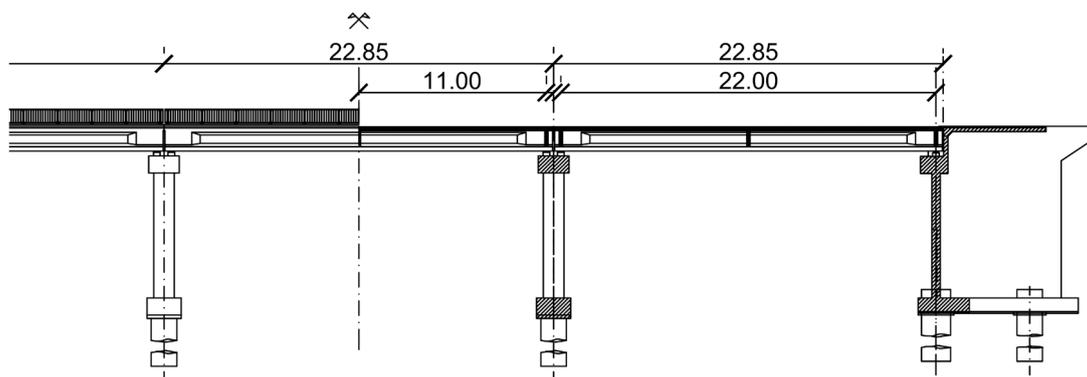


Figura 2c. Puente sobre Arroyo Tierras Blancas, Ruta Nacional 40. Semicorte longitudinal.

obtención de acelerogramas representativos de la sismicidad local, de manera tal de establecer las acciones en los modelos.

Como propósitos a futuro, se pretende avanzar en el desarrollo de Curvas de fragilidad para las distintas clases de puentes típicos [4]. Por otro lado, con la intención de hacer asequible para los referentes del Sistema de Gestión de

Puentes de Vialidad Nacional de Argentina la metodología de evaluación detallada aquí presentada, se trabajará en la implementación de una plataforma computacional amigable que utilice como base de cálculo (solver) los archivos de procesamiento (script) desarrollados en OpenSees para los modelos de dichas clases de puentes típicos.



Figura 3a. Puente Acceso Este a Ciudad de Mendoza, Ruta Nacional 7 (dos puentes similares yuxtapuestos). Vista.

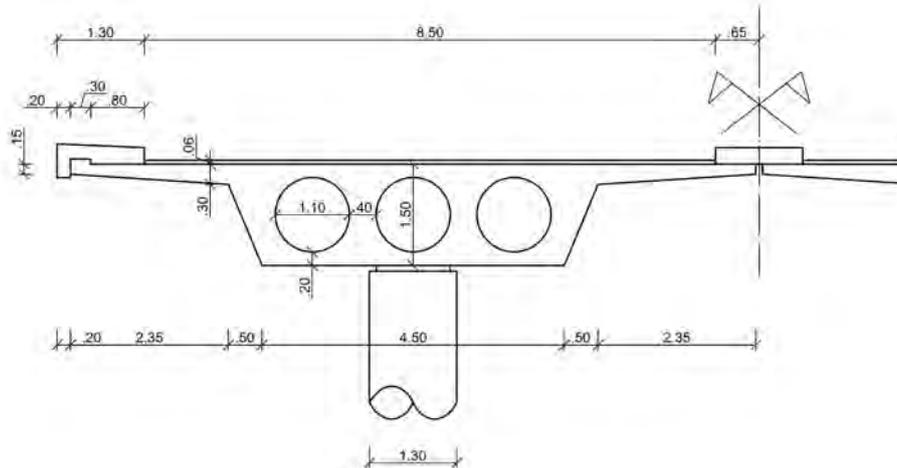


Figura 3b. Puente Acceso Este a Ciudad de Mendoza, Ruta Nacional 7. Sección transversal.

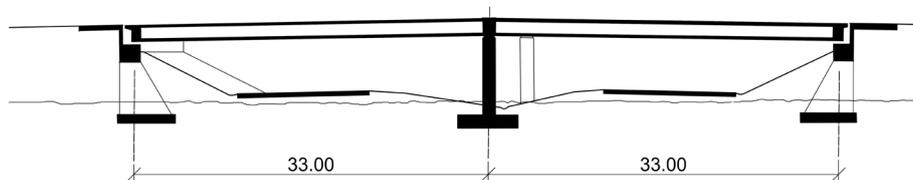


Figura 3c. Puente Acceso Este a Ciudad de Mendoza, Ruta Nacional 7. Corte longitudinal.

2. METODOLOGÍA

El procedimiento de evaluación detallada mediante análisis dinámico no lineal consiste en una serie de pasos sucesivos. En primer lugar, se requiere de una evaluación de la sismicidad del sitio de emplazamiento de la obra para obtención de una serie de acelerogramas representativos de ese nivel de sismicidad. Posteriormente, se necesita determinar capacidad de los componentes críticos del puente de estudio. Luego se realiza el análisis dinámico no lineal para cada acelerograma. Finalmente se evalúan las respuestas, comparando las demandas sísmicas con las capacidades de los elementos, para determinar así el grado de daño alcanzado.

2.1. Puentes de estudio seleccionados

Para este trabajo se seleccionaron dos puentes típicos ubicados

en la provincia de Mendoza. El primero, construido recientemente en el año 2014, se halla ubicado en Ruta Nacional 40 sobre el Arroyo Tierras Blancas, en zona caracterizada como de “elevada peligrosidad sísmica”; corresponde a la clase: Puente de Vigas de Hormigón Simplemente Apoyado y de Tramos Múltiples según el estudio realizado por los autores [4]. Se cuenta con losas de continuidad que proveen el enlace longitudinal entre tramos y asimismo logran el efecto de diafragma para el comportamiento transversal. Se tienen dos pilas, formadas cada una por tres columnas con viga cabecera. Los estribos son del tipo rígido cerrado, con muro frontal, muros laterales y de ala fundados sobre seis pilotes. Los apoyos de las vigas son de neopreno zunchado ubicados sobre dados de apoyo de hormigón armado. En los estribos se tienen 5 elastómeros de dimensiones 25 x 50 x 6 cm, con una altura neta de 4.8 cm, en tanto que en las pilas se cuenta con 10 elastómeros de 25 x 50 x 3 cm, con una altura neta de 2.4 cm. El segundo puente fue construido en el año 1971, se encuentra en el acceso este a la Ciudad de Mendoza

sobre Ruta Nacional 7, en zona de “muy elevada peligrosidad sísmica”; pertenece a la clase de Vigas Cajón de Hormigón Continua de Tramos Múltiples. Cabe aclarar que esta designación se adoptó conforme a la clasificación dada por el Sistema de Gestión de Puentes de la República Argentina y que en realidad se trata de la tipología conocida como losa aligerada. Se tiene una sola pila central con una única columna. Los estribos son del tipo simple, con viga cabezal, muro pantalla y muros de ala; la viga cabezal descansa en contrafuertes que transmiten la carga a la fundación superficial llevada a una cota más profunda. En este caso, en los estribos se cuenta con dos apoyos elastoméricos de 50 x 30 x 8.8 cm, con una altura neta de 7.2 cm, mientras que en la pila se cuenta con un elastómero de 110 cm de diámetro por 8.8 cm de altura, con idéntica altura neta.

En ambos casos, las luces de tramo, número de tramos, altura de pilas y ancho de tablero se corresponden con los valores medios del estudio estadístico presentado en trabajo referido [4]. En Figs. 2 y 3 se ofrecen vistas y cortes de estos puentes de estudio. La longitud total de ambas estructuras es de aproximadamente 66 m.

Cabe aclarar que, con el propósito de poder realizar un análisis comparativo de las respuestas de ambos puentes, para la obtención de las acciones se adoptó el escenario sísmico más desfavorable, que corresponde al del puente sobre Ruta 7 en la Ciudad de Mendoza ubicado en zona de “muy elevada peligrosidad sísmica”. Esto se justifica fundamentalmente en el hecho de que se procurará establecer el desempeño estructural de los dos puentes seleccionados ante la misma acción sísmica, cuyos sistemas estructurales están conformados de forma diferente en lo que hace a número de tramos, tipo de superestructura, constitución de las pilas y tipo de estribos. Esto llevará a importantes conclusiones que serán presentadas en el apartado de discusión de los resultados obtenidos.

2.2. Objetivos de desempeño estructural

En la metodología de la FHWA [2], se fijan los objetivos de desempeño estructural a cumplir por las estructuras de puentes. En primer lugar se debe establecer la importancia del puente, distinguiéndose dos clases: 1) Puentes esenciales y 2) Puentes comunes. Los del primer grupo son aquellos que deben mantener su funcionalidad después de un terremoto, es decir que atraviesan rutas cuyo tránsito debe estar habilitado inmediatamente después del evento. Se trata de aquellos puentes que proporcionan acceso a los servicios de emergencias. En el grupo de los “comunes” se hallan todos los demás que no satisfacen las condiciones anteriores.

Luego se determina la Vida Útil Remanente (VUR) considerando que la vida útil promedio de los puentes es de 75

años. Se tienen tres categorías de VUR según el detalle ofrecido en Tabla 1.

TABLA 1
Categorías de Vida Útil Remanente (VUR) [2].

Categoría de VUR	Periodo de VUR
VUR1	0 – 15 años
VUR2	16 – 50 años
VUR3	Mayor a 50 años

Los objetivos de desempeño estructural se fijan para dos niveles de sismos definidos como:

Sismo Menor: Tiene un 50% de probabilidad de ocurrencia en un período de 75 años, esto corresponde a un período de retorno promedio de unos 100 años.

Sismo Mayor: Tiene un 7% de probabilidad de ocurrencia en un período de 75 años, corresponde a un período de retorno promedio de unos 1000 años.

A su vez, se definen cuatro niveles de performance o desempeño, según lo indicado a continuación:

Nivel de Desempeño 0 (ND0): Situación en la que no se recomienda ningún nivel mínimo de desempeño.

Nivel de Desempeño 1 (ND1): Seguridad de vida. Se asegura únicamente la vida, pero el daño permanente sufrido por el puente durante un terremoto es significativo y el servicio es interrumpido. El puente puede necesitar ser reemplazado después de un gran sismo.

Nivel de Desempeño 2 (ND2): Operacional. Después de ocurrido el sismo, el daño permanente es mínimo y todo el servicio para los vehículos de emergencia puede estar disponible después de una inspección y limpieza de escombros. El puente podrá ser reparado con o sin restricción del tráfico.

Nivel de Desempeño 3 (ND3): Totalmente operacional. Después del sismo, el daño permanente es despreciable. El servicio estará disponible para todos los vehículos después de la inspección y limpieza de escombros. Cualquier daño es reparable sin necesidad de interrupción del tráfico.

Finalmente, de acuerdo al nivel de sismo, la importancia del puente y la vida útil remanente, se establecen los niveles mínimos de desempeño recomendados (ver Tabla 2).

2.3. Sísmicidad local, obtención de acelerogramas

Los acelerogramas a utilizar en análisis dinámico no lineal para verificación del desempeño estructural deben representar el ambiente tectónico y las condiciones locales del sitio de emplazamiento del puente. Estos acelerogramas pueden provenir de registros de sismos reales que luego son escalados conforme

TABLA 2
Niveles mínimos de desempeño [2].

Sismo	Importancia y vida útil remanente del puente					
	Estándar			Esencial		
	VUR1	VUR2	VUR3	VUR1	VUR2	VUR3
Menor	ND0	ND3	ND3	ND0	ND3	ND3
Mayor	ND0	ND1	ND1	ND0	ND1	ND2

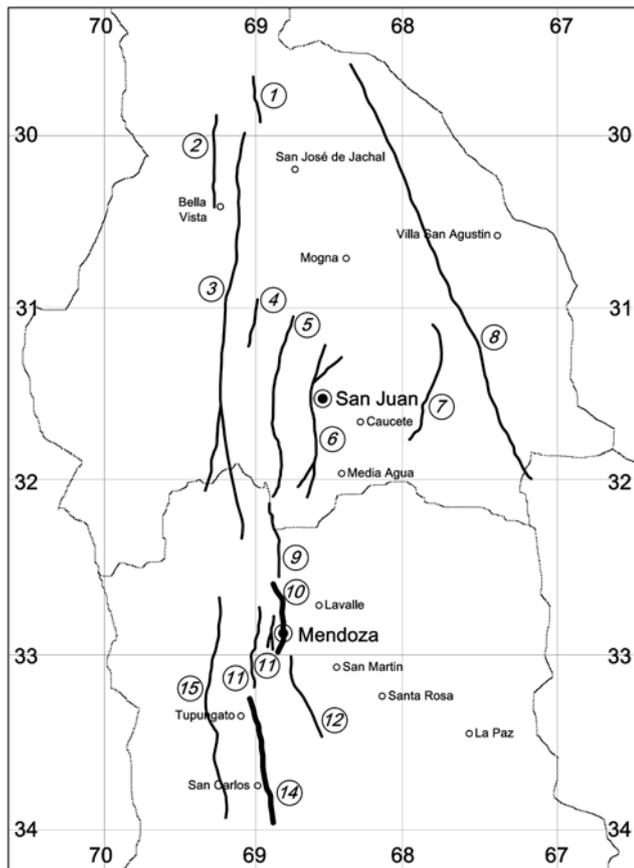


Figura 4. Ubicación de fuentes sísmicas potenciales del centro-oeste argentino [15].

a un determinado espectro de respuesta, o bien puede tratarse de acelerogramas sintéticos compatibles con dicho espectro.

Los acelerogramas sintéticos pueden ser obtenidos por generación artificial de registros espectralmente compatibles mediante el empleo de software para ese propósito especial. Esta modalidad resulta muy atractiva para obtener movimientos del terreno artificiales con distintos niveles de amenaza sísmica. Por otro lado, mientras estos registros sintéticos están forzados a ser compatibles con el espectro de diseño específico del sitio de estudio, por ejemplo, es altamente posible obtener registros que tienen contenidos de energía y frecuencia que no se presentan en la realidad. Asimismo, los registros sintéticos tienen generalmente una duración mayor en comparación con los reales [5]. Bommer y Acevedo [6] indicaron que los acelerogramas reales constituyen claramente una opción viable para proveer datos de entrada para el análisis dinámico de estructuras, siendo de hecho más realistas que los registros artificiales y también más fáciles de obtener que los acelerogramas sintéticos espectralmente compatibles generados a partir de modelos de la fuente sísmogénica. Naeim y Lew [7] mencionaron que hay riesgo de potenciales problemas significativos asociados con el uso descontrolado de registros sintéticos en el diseño sísmico. Ello puede llevar a una exageración en la demanda de desplazamiento y energía, lo cual podría distorsionar el desempeño esperado de la estructura cuando se halla expuesta a acción sísmica. Para no toparse con tales problemas, como así también evitar resultados erróneos en los análisis, en este estudio no se utilizarán acelerogramas sintéticos. En su lugar, serán usados registros

de movimientos sísmicos que representan el potencial sísmico de la región investigada.

Muchos estudios han resaltado la importancia de alcanzar un espectro objetivo en los procesos de selección y modificación de registros de movimientos del terreno, como por ejemplo en el trabajo de Bommer y Acevedo [6]. Se entiende por espectro objetivo, aquel que representa el potencial sísmico de la región de interés y al cual deben aproximarse cada uno de los espectros de los registros seleccionados. Estos espectros objetivos se pueden obtener por medio de análisis de amenaza sísmica por la vía determinística, probabilística, o bien a partir de los brindados en los códigos de diseño sísmico. Este último, será el camino a seguir en este estudio.

Hay diversos algoritmos de selección de movimientos del terreno disponibles en la literatura, como los presentados en [8], [9] y [10]. Una de las herramientas propuestas más versátiles lo constituye la aplicación web de la base de datos de movimientos del terreno del PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center's) - Next Generation Attenuation (NGA) [11]. La misma permite seleccionar una serie de registros modificados (multiplicados por factores de escala) sobre la base de compatibilizar la forma espectral de cada uno de los registros con respecto al espectro objetivo. Esta base de datos, que contiene 3551 registros en las tres componentes de 173 sismos [12], constituirá la fuente para seleccionar los acelerogramas en este trabajo.

Por otro lado, para la obtención de las ordenadas espectrales de los Sismos denominados "Menor" y "Mayor" respectivamente se parte del espectro correspondiente al Sismo de Diseño (periodo de recurrencia de 475 años), el cual es fijado por el Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes INPRES CIRSOC 103 [13]. En este trabajo, el método utilizado para tal fin corresponde al propuesto por el Dr Aguiar Falconi [14]. En primer lugar se obtiene la forma espectral para el Sismo Frecuente (43 años de periodo de retorno), para lo cual se divide por tres a las magnitudes de las ordenadas del Sismo Raro (correspondiente al de Diseño, recurrencia de 475 años). Luego, las ordenadas espectrales para el Sismo Menor (recurrencia de 100 años) se obtienen después de multiplicar por 1.4 los valores de las ordenadas del espectro del Sismo Frecuente. Para el Sismo Mayor (sismo muy raro, recurrencia de 1000 años), sus ordenadas resultan de multiplicar por 1.3 los valores del Sismo de Diseño (recurrencia de 475 años).

Según se indicó, otro aspecto determinante para obtener de los acelerogramas lo constituyen las características del sitio de emplazamiento del puente. En estos casos de estudio, la sismicidad local está relacionada con terremotos superficiales intraplaca o corticales que dan origen a sismos tipo impulsivos o de fuente cercana, como los registrados para el terremoto de Mendoza de 1985 y San Juan 1977 [15]. La fuente sísmogénica predominante en el centro oeste argentino lo constituyen fallas geológicas activas del tipo inversa [16].

En la Fig. 4 se ubican las fuentes potenciales del centro-oeste argentino. Allí están resaltadas las dos fallas cercanas a los puentes de estudio, la del Cerro La Cal para el puente sobre Ruta 7 y la de Tupungato, para la estructura sobre la Ruta 40. En la Tabla 3 se resumen las características fundamentales de dichas fuentes sísmicas potenciales.

Según las prescripciones del Manual de la FHWA [2], cuando se trata de casos en donde los puentes se hallan ubi-



PEER Ground Motion Database

Pacific Earthquake Engineering Research Center NGA-West2

HOME
DOCUMENTATION
HELP
FEEDBACK
PEER

JOSEANIBALSARACHO@YAHOO.COM.AR
SIGN_OUT

New Search

Load Sample Input Values
Clear Input Values

Search

These characteristics are defined in the NGA-West2 Flatfile. You need to re-run Search when any of these parameters are updated.

Record Characteristics:

RSN(s) : RSN1,...RSNn

Event Name :

Station Name :

Search Parameters:

Fault Type :

Magnitude :

min,max

R_JB(km) :

min,max

R_rup(km) :

min,max

Vs30(m/s) :

min,max

D5-95(sec) :

min,max

Pulse :

Additional Characteristics:

Max No. Records :

(<=100)

Initial ScaleFactor :

min,max

Suite

Spectral Ordinate :

Damping Ratio :

Suite Average :

Scaling

Scaling Method :

MSE = Computed Weighted Mean Squared Error of record, and suite average, wrt target spectrum.

Weight Function

Used in both search and scaling when computing MSE. Values can be updated for rescaling. Intermediate points are interpolated with $W = f_{xn}(\log(T))$

Period Points : (T1,T2, ... Tn)

Weights : (W1,W2, ... Wn)

Controls

Figura 5. Base de datos PEER [11].

cados a menos de 10 km de fallas activas y con periodos mayores a 0.5 seg., se deben realizar estudios detallados sobre los efectos de fuente cercana para ver si afectan significativamente la respuesta de las estructuras. Precisamente, esta es la situación de los puentes de estudio.

Los acelerogramas representativos de la sismicidad del sitio, compatibles con los espectros para el Sismo Menor y Mayor, se obtienen utilizando la citada base de datos del PEER NGA-West2. Dicha base de datos contiene registros de terremotos corticales superficiales en ambientes tectónicamente activos semejantes al centro-oeste argentino. Se ingresa al

mencionado sitio web del PEER [11], en donde se presenta una especie de formulario en el cual se cargan distintos datos, como ser: archivo de las ordenadas del espectro de respuesta objetivo (para los Sismos Menor y Mayor respectivamente), rango de magnitud del sismo, tipo de falla, rango de distancias a la falla, velocidad media de la onda de corte en los 30 metros superficiales del suelo de emplazamiento de la obra y otros criterios para la búsqueda de registros compatibles (ver Fig. 5). Como resultado, se obtienen archivos de acelerogramas escalados de sismos registrados en distintas partes del mundo (dos componentes horizontales y la vertical).

TABLA 3

Características de fuentes sísmicas potenciales cercanas a los puentes de estudio [15].

N°	Fuente sísmica	Terremoto Potencial Máximo		Terreno Histórico Asociado Fecha/Magnitud
		Magnitud [Ms]	Recurrencia [años]	
10	Cerro La Cal	7.0	1300	20/03/1861, Ms=7.0
14	Tupungato	7.0	1000	-

TABLA 4

Niveles de daño en componentes según Caltrans [17].

Niveles de daño en componentes					
Umbral de Daño en Componentes	UDC-0		UDC-1	UDC-2	UDC-3
Rango de Daño en Componentes	Ningún Daño	Daño despreciable	Daño mínimo. Reparación menor	Daño significativo. Reparación importante	Daño Irreparable Reemplazo de Componente
Nivel de desempeño		ND3	ND2	ND1	

TABLA 5

Separaciones de estribos requeridas para comportamiento dúctil de columnas en los puentes de estudio. Separaciones existentes.

Puente	Diámetro de Armadura Longitudinal (Dlong) [mm]	Separación de estribos s/inecuación (2) [m]	Separación de estribos existente. s/planos [m]
Ruta 7	25	0.15	0.08
Ruta	25	0.15	0.15

TABLA 6

Umbral de daño según Parámetros de Demanda Ingenieril.

Parámetro de Demanda Ingenieril	Puente	Umbral de Daño en Componente			
		UDC-0	UDC-1	UDC-2	UDC-3
Ductilidad por Curvatura (μ_{ϕ})	Ambos	1	4	8	12
Desplazamiento	Puente R 7	30	100	350	450
Superestructura [mm]	Puente R 40	30	100	475	750

2.4. Niveles de daño según Parámetros de Demanda Ingenieril

Según se comentó en la introducción, en el Manual de la FHWA [2] no se fijan los Parámetros de Demanda Ingenieril (PDI) para caracterizar los distintos estados de daño luego de realizado el ADNL. Del estudio realizado, por revisión de distintos criterios, pudo advertirse que dichos parámetros son fijados en estudios para el desarrollo de curvas de fragilidad. De estos, según los autores del presente trabajo, los criterios más apropiados para ser tomados en consideración son los propuestos en estudios recientes patrocinados por CALTRANS [17]. Consecuentemente, acorde a los niveles de desempeño establecidos, en este trabajo se definen umbrales de daño que ofician de límites para dichos niveles basados en la utilización de dos PDI. El primero tiene que ver con la capacidad por curvatura de las columnas, denominado ductilidad por curvatura, que se determina según la ecuación 1.

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_{max}}{\phi_{Fluencia}} \quad (1)$$

Donde:

μ_{ϕ} = ductilidad por curvatura

ϕ_{max} = curvatura máxima alcanzada

$\phi_{Fluencia}$ = curvatura correspondiente a la primera fluencia de las barras

Merece destacarse que los autores Paulay y Priestley [18] indican de qué manera la carga axial afecta a la ductilidad por curvatura. La presencia de una carga axial de compresión incrementa la curvatura de fluencia, mientras que por otro lado reduce la curvatura última. Consecuentemente, dicha carga de compresión puede reducir de forma significativa la capacidad de ductilidad de curvatura disponible de una sección determinada. Por ende, en virtud de su importancia, en este trabajo, tanto en la determinación de la curvatura máxima alcanzada obtenida del modelo en OpenSees, como en la curvatura correspondiente a la primera fluencia de las armaduras conseguida mediante el SAP2000, se tuvieron en cuenta las cargas normales correspondientes.

El segundo parámetro está relacionado con la capacidad de desplazamiento de la superestructura en función de las dimensiones de los elementos que le sirven de apoyo. De esta

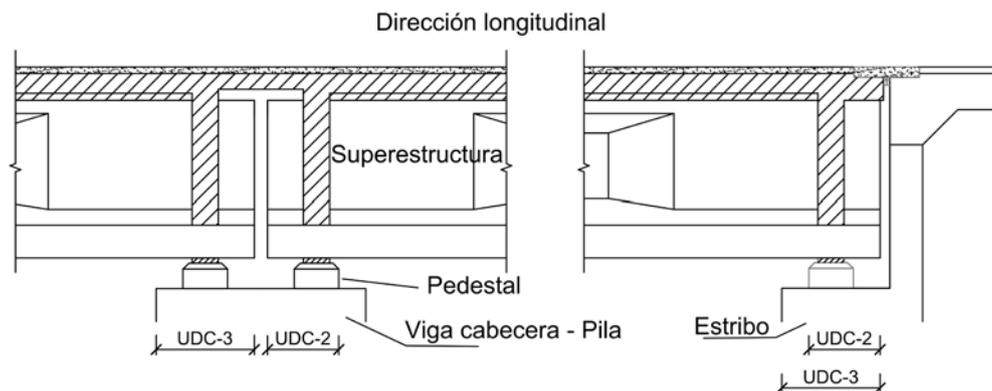


Figura 6. Longitudes de apoyo disponibles para la superestructura, en Pila y Estribos, según definición de los distintos Umbrales de Daño en Componentes.

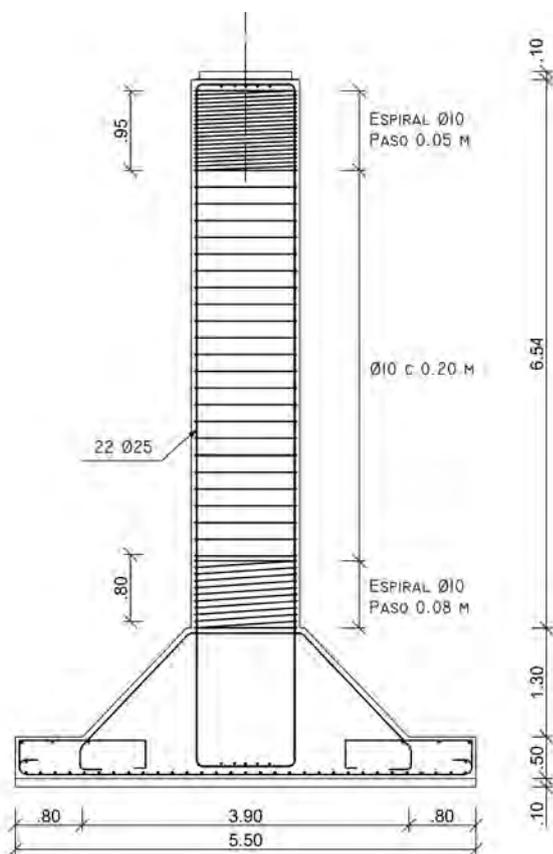


Figura 7. Detalles de armado en pila de puente Ruta 7.

manera, entran en juego tanto las medidas de los pedestales donde se ubican los elastómeros, como así también los anchos de sustentación disponibles en las vigas cabeceras de pilas y en la base de apoyo de estribos (ver Fig. 6).

La **Tabla 4** muestra los umbrales de daño referidos, con los respectivos niveles de desempeño que limitan. Cada vez que se supera uno de estos umbrales, el componente afectado y por ende el puente en su conjunto sufre distinto nivel de daño visible, lo que conlleva a una estrategia diferente de reparación. Asimismo, según se indicó, cada nivel de daño está asociado con un determinado nivel de desempeño.

En el trabajo citado, CALTRANS [17], a diferencia de estudios anteriores, se establecen parámetros que prevén tres tipos de comportamiento de las columnas de las pilas: Dúctil, De-

gradación de resistencia y Frágil. En esto resultan decisivos los detalles de armado de dichas columnas. Luego de la revisión detallada de planos de puentes construidos en California se establecieron detalles típicos de diseño de dichas columnas, observándose una evolución a lo largo de tres épocas separadas por los sismos históricos de San Fernando de 1971 y Loma Prieta de 1989. Asimismo, con la amplia información disponible sobre el desempeño de columnas en pilas de puentes y resultados experimentales correspondientes a columnas, documentados en Veletzos et al. [19], Berry y Eberhard [20], Mackie y Stojadinovic [21], pudieron establecerse patrones de comportamiento de estos elementos según la época de diseño. Así, las columnas de puentes construidos en el periodo previo a 1971 exhiben ante la acción sísmica un comportamiento frágil; aquellas construidas entre 1971 y 1989, presentan un comportamiento con degradación de resistencia; en tanto que las construidas con posterioridad a 1989 dan muestra de comportamiento dúctil. Finalmente, de estos estudios surgen los valores medios de ductilidad por curvatura que caracterizan los umbrales de daño ya referidos para cada una de las tres épocas de diseño referidas.

En este trabajo, los valores adoptados de ductilidad por curvatura para los umbrales de daño en ambos puentes responden al comportamiento dúctil esperado en función de los detalles de armado en los extremos de las columnas hallados en los planos, principalmente. Según los criterios fijados por Caltrans para la inspección visual post-sismo y evaluación de la capacidad de puentes de hormigón armado [22], se espera dicho comportamiento dúctil cuando se cumplen los siguientes requisitos:

$$\frac{L}{D} > 2 \quad (2)$$

Donde:

L = altura de la columna o longitud de la viga Cantilever equivalente

D = diámetro de la sección transversal de la columna.

- Empalmes en armaduras longitudinales: no existen
- Separación de armadura transversal fuera de la zona de formación de rótulas plásticas:

$$Sep_{estr} \leq 0.30 \text{ m} \quad (3)$$

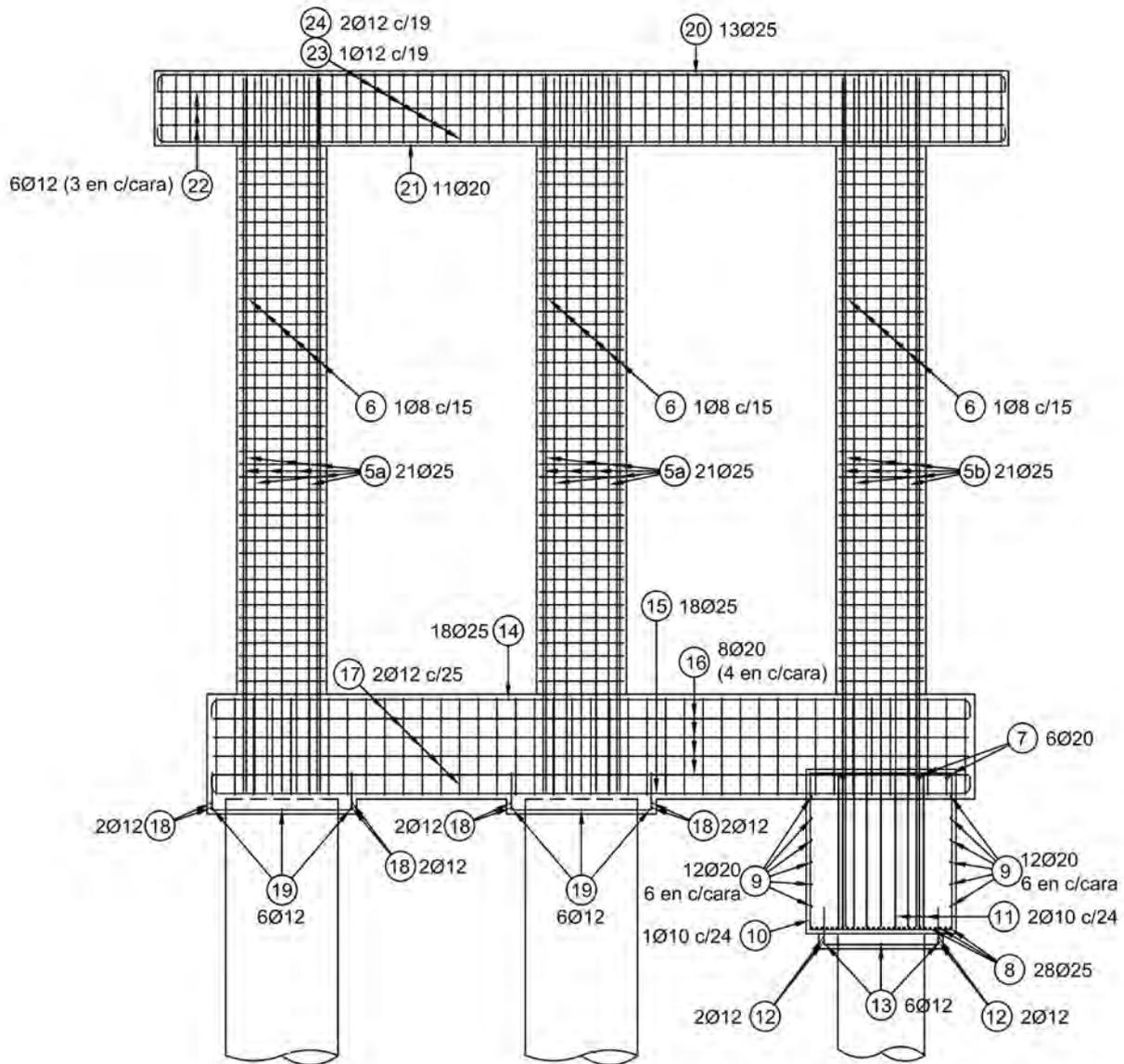


Figura 8. Detalles de armado en pila de Puente Ruta 40.

- Separación de armadura transversal en zona de formación de rótulas plásticas:

$$Sep_{estr} \leq \text{Min} (6 D_{long}, 0.20 \text{ m}) \quad (4)$$

Donde:

D_{long} = diámetro de las barras correspondientes a la armadura longitudinal.

En [Tabla 5](#) se indican las separaciones de estribos requeridas para las columnas de ambos puentes según el criterio planteado en zona de formación de rótulas plásticas y también las efectivamente constatadas en los planos (ver [Figs. 7 y 8](#)). Por otra parte, en cuanto a la capacidad de desplazamiento de la superestructura, se extrajeron de los planos las dimensiones de los elementos de apoyo que conforman los diferentes umbrales de daño, según lo indicado en [Fig. 6](#).

En la [Tabla 6](#), se presentan los distintos umbrales de daño señalados, con los correspondientes valores de los PDI, adoptados para este estudio. A modo de ilustración, en [Fig. 9](#) se representa la relación típica fuerza-deformación propia de una columna que acusa comportamiento dúctil, indicándose umbrales de daño, niveles de desempeño y los respectivos daños producidos en consonancia con cada umbral.

2.5. Modelos analíticos

Se desarrollaron modelos analíticos 3D de los puentes de estudio usando la plataforma de elementos finitos OpenSees. Para generar estos modelos se tomaron en consideración los detalles de los distintos componentes, los cuales fueron obtenidos de los planos de los puentes. La superestructura de cada puente fue modelada usando elementos de barra prismáticos elásticos, asumiendo que permanecen en el rango elás-

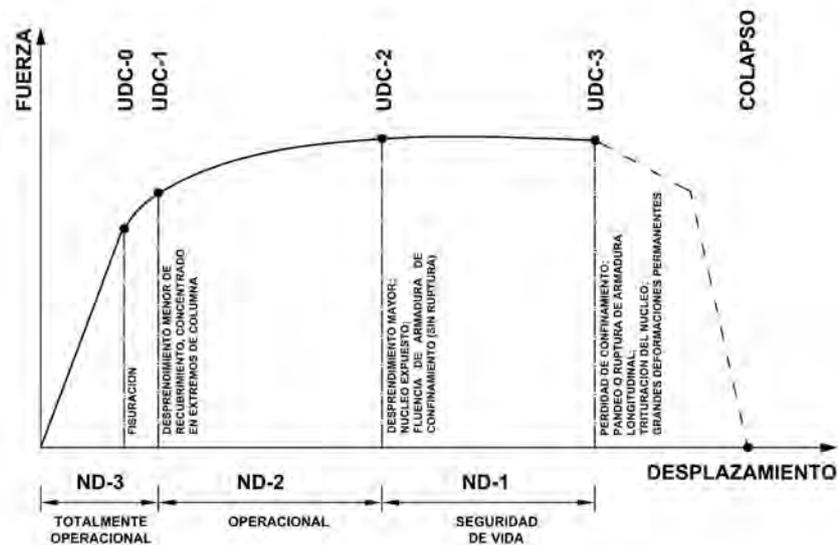


Figura 9. Relación Fuerza-Desplazamiento en columnas de comportamiento dúctil. Umbral de daño y Niveles de desempeño.

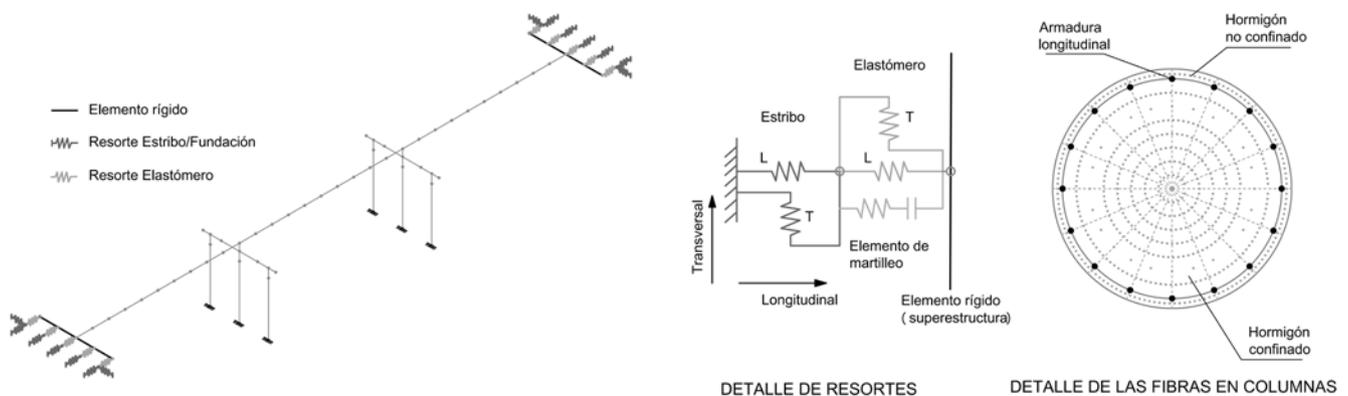


Figura 10a. Modelo analítico 3D detallado del Puente sobre Ruta 40 y sus componentes. Vista del modelo analítico [24].

DETALLE DE RESORTES DETALLE DE LAS FIBRAS EN COLUMNAS

Figura 10b. Modelo analítico 3D detallado del Puente sobre Ruta 40 y sus componentes. Detalles de los resortes en estribos y de las fibras en columnas [24].

tico según las prescripciones de Caltrans [23]. Para las pilas se adoptaron elementos de barra no lineales con plasticidad concentrada en los extremos, donde se formarán las rótulas plásticas. En este caso, las secciones son discretizadas con fibras longitudinales de acero para las armaduras longitudinales, hormigón confinado para el núcleo central y hormigón no confinado para el recubrimiento. En el caso de las armaduras, estas fueron modeladas utilizando el modelo material Steel01 provisto por OpenSees; se trata de un modelo bilineal con endurecimiento cinemático. En el hormigón, el confinamiento mejora la resistencia y la ductilidad; por esta razón se emplearon distintos modelos para el hormigón confinado y no confinado. Se utilizó el modelo material Concrete01 con diferentes parámetros para uno y otro caso.

Por otro lado, los estribos son uno de los componentes claves de los puentes que afectan su respuesta sísmica. Por lo tanto, resulta importante la consideración de la interacción suelo estructura en el modelado dicho componente. Para ello, se dispusieron resortes en los extremos del modelo con relaciones no lineales de fuerza-deformación. Asimismo, se colocaron en los extremos, resortes representativos del com-

portamiento de los elastómeros y el martilleo que se produce entre la superestructura y la subestructura. En los párrafos que siguen, estos aspectos serán considerados con cierto detenimiento y profundidad.

En Fig. 10 se ofrece una vista del modelo analítico del puente sobre Ruta 40, así como detalles de los resortes en estribos y de las fibras en columnas. Para la construcción del modelo se tomaron como referencia los trabajos de Nielson y DesRoches [24] y el de Avsar [25].

En la Fig. 11 pueden apreciarse las leyes constitutivas que corresponden a los materiales de las fibras ya comentadas.

En relación a la interacción suelo-estructura en los estribos, según Avsar [25], el empleo de modelos muy detallados y complicados puede llevar no solo a un enorme esfuerzo computacional, causando inestabilidad numérica durante el análisis, sino que también debido a las incertidumbres involucradas en el sistema suelo-estribo, el modelado puede llevar a resultados no realistas. Por lo tanto, se recurrirá a un método muy simple basado en las previsiones de Caltrans [23].

Los estribos contribuyen a la rigidez en ambas direcciones del puente, longitudinal y transversal. En la dirección



Figura 11. Modelos constitutivos para materiales en fibras de columnas.

longitudinal, es diferente la respuesta sísmica en los sentidos activo y pasivo (Fig. 12). En el sentido pasivo, la resistencia está provista por la presión pasiva del terraplén de relleno y también por los pilotes. Esta situación se contempla en el caso del puente sobre Ruta 40. En el caso del puente más antiguo, solo se toma en cuenta la primera acción, dado que se trata de un estribo del tipo simple, con fundación superficial vinculada a la viga cabecera mediante dos contrafuertes. En el sentido activo, la contribución de la presión activa del suelo no es tomada en consideración en la resistencia del estribo, cuando este es solicitado hacia afuera del suelo de relleno. Por lo tanto, los pilotes son considerados los únicos componentes del puente que resisten en la dirección activa. Según se apuntó anteriormente, en los modelos analíticos son empleados elementos de resorte que se ubican en los extremos, para representar el comportamiento fuerza-deformación de la interacción estribo-suelo del terraplén y asimismo el de los pilotes. Para la presión pasiva del suelo del relleno terraplén se considera una relación fuerza-deformación bilineal (Fig. 13a). Caltrans propuso para la rigidez del relleno del terraplén un valor de $K_i = 11.5 \text{ KN/mm/m}$. Este valor de rigidez está basado en ensayos de presión pasiva del suelo y en los resultados fuerza-deformación de los ensayos de estribos a escala real realizados en la Universidad de California, en Davis [26]. La rigidez del estribo se ajusta de manera proporcional a la altura del muro pantalla usando la ecuación 5:

$$K_{estr} = K_i w \left(\frac{h}{1.7} \right) \quad (5)$$

Donde:

w = ancho del muro pantalla del estribo.

h = altura del muro pantalla del estribo.

La fluencia del relleno del terraplén para el modelo analítico es especificada considerando la presión pasiva máxima de 239 kPa brindada por Caltrans [23], la cual está basada en la fuerza estática última obtenida en el ensayo a escala real realizado en UC Davis. La fuerza de fluencia del modelo analítico se calcula usando la ecuación 6, para lo cual el factor de proporcionalidad por la altura es tomado en consideración.

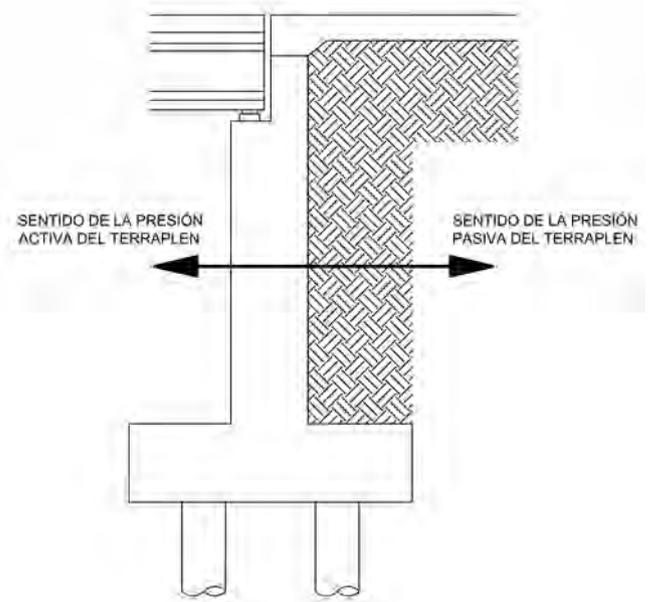


Figura 12. Tipos de presión en el suelo y su dirección en el estribo.

$$F_y = A_e 239 \text{ KPa} \left(\frac{h}{1.7} \right); A_e = h w \quad (6)$$

Por otro lado, los pilotes del estribo actúan en ambos sentidos, activo y pasivo. Conforme a la recomendación de Caltrans, se adopta una rigidez de 7 kN/mm/pilote con una resistencia última de 119 kN/pilote [27], de idéntica manera a lo realizado en el estudio de Nielson [1]. En Figura 13b se muestra la relación bilineal fuerza-deformación adoptada para los pilotes. Los resortes que representan los modelos analíticos de la contribución del suelo del terraplén y de los pilotes son conectados en paralelo en la dirección longitudinal del puente.

En la dirección transversal se utiliza un método conservativo, despreciando la contribución de los muros de ala, con lo que la respuesta del estribo es caracterizada solo por los pilotes [23].

A modo de ejemplo, en la Tabla 7 se ofrecen los valores de rigideces y fuerzas de fluencia para terraplén y pilotes en estribos, en el caso del puente sobre Ruta 40. Se aclara que

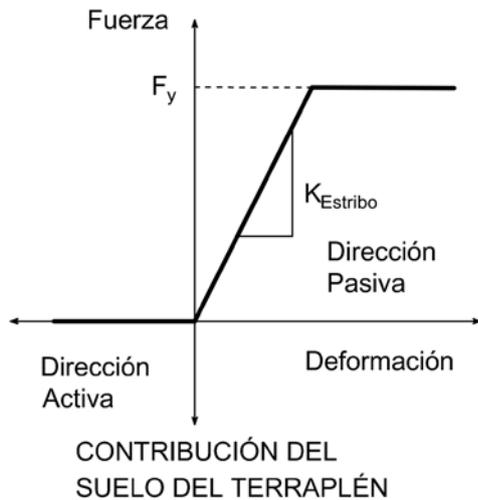


Figura 13a. Modelos analíticos para los resortes ubicados en los estribos. Contribución suelo del terraplén.

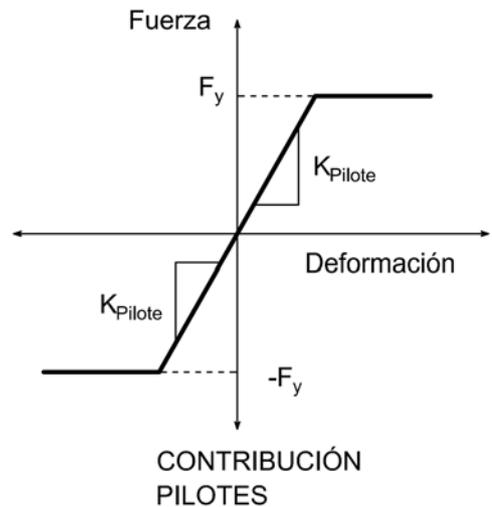


Figura 13b. Modelos analíticos para los resortes ubicados en los estribos. Contribución de los pilotes.

en cada extremo del modelo, se cuenta con dos resortes que representan este efecto, tanto en dirección longitudinal como transversal.

TABLA 7
Valores de rigideces y fuerzas de fluencia para terraplén y pilotes en estribos del Puente sobre Ruta 40.

	Categoría de VUR		Periodo de VUR	
Dirección	K_{Estribo} [kN/m]	F_y [kN]	K_{Pilote} [kN/m]	F_y [kN]
Longitudinal	73025	2580	21000	357
Transversal	-	-	21000	357

Por otra parte, en cuanto a los apoyos elastoméricos, los mismos están interpuestos simplemente entre los componentes de la superestructura y la subestructura sin ningún dispositivo de conexión. Por lo tanto, ninguna fijación es considerada en el modelado de dichos dispositivos y la única fuerza que soporta el apoyo elastomérico a cargas laterales es la fuerza de fricción entre el apoyo y las superficies de hormigón. Por lo tanto, la fuerza horizontal sobre el apoyo se incrementa en forma proporcional con el desplazamiento debido a la carga sísmica hasta que la fuerza de fricción es alcanzada, después de lo cual las deformaciones se producen a fuerza constante. El comportamiento de los apoyos elastoméricos es caracterizado por un modelo elástico perfectamente plástico tal como se muestra en Fig. 14.

La rigidez inicial del apoyo elastomérico se calcula usando la ecuación 7.

$$K_{\text{apoyo}} = \frac{GA}{h_n} \quad (7)$$

Donde:

G = Módulo de corte del apoyo elastomérico.

A = Área del apoyo elastomérico.

h_n = Altura neta del elastómero.

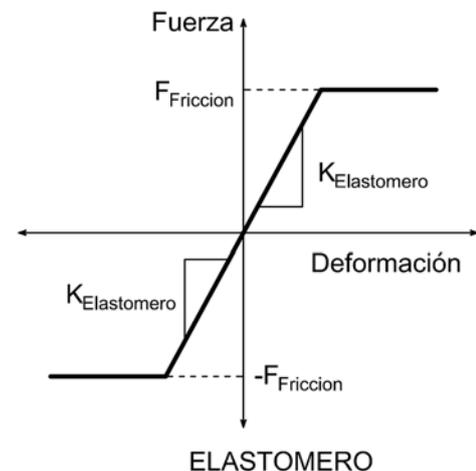


Figura 14. Modelo analítico para los apoyos elastoméricos.

El módulo de corte de los apoyos elastoméricos se especifica de acuerdo a su dureza. En el caso del puente sobre Ruta 40, de las memorias de cálculo pudieron extraerse los siguientes datos:

- Dureza Shore 60
- $G_{\infty} = 8 \text{ kg/cm}^2$
- $G_0 = 12 \text{ kg/cm}^2$

Se adopta para ambos puentes, $G = 10 \text{ kg/cm}^2$, el cual representa un valor medio del rango recomendado por AASHTO [28].

La capacidad de corte última ($F_{\text{fricción}}$) depende del valor de la carga axial sobre los apoyos y el coeficiente de fricción dinámico entre la superficie de hormigón y los elastómeros, el cual según Caltrans [23] es fijado en 0.40. La fuerza axial de cada apoyo se calcula como la reacción bajo cargas gravitatorias permanentes. Finalmente, la capacidad última de corte

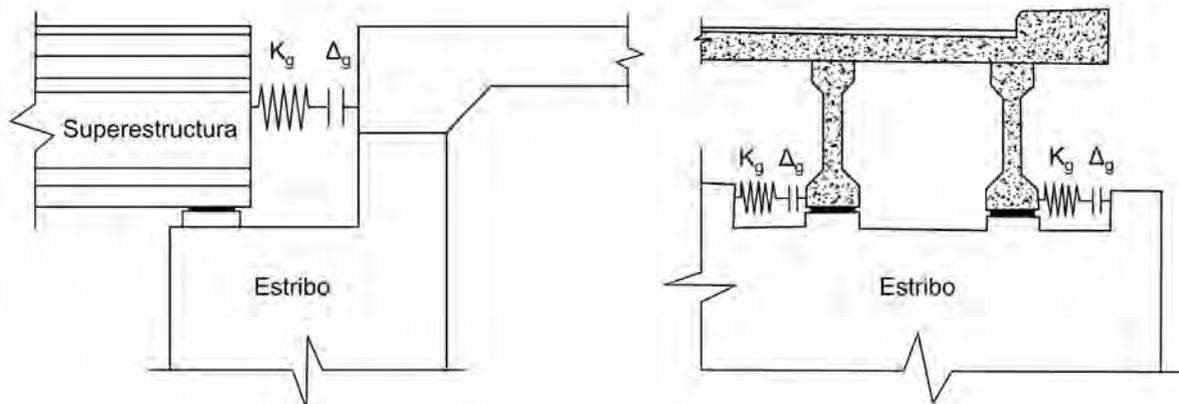


Figura 15. Ubicación de los elementos de martillo en los extremos del puente.

($F_{fricción}$) de los apoyos resulta de multiplicar la fuerza axial por el coeficiente dinámico de fricción.

En la [Tabla 8](#) se ofrecen los valores de rigidez y fuerza de fluencia para los elastómeros del puente sobre Ruta 40. Cabe aclarar que en los extremos del modelo se dispusieron dos resortes para representar estos dispositivos en la dirección longitudinal y uno en la transversal.

TABLA 8
Valores de rigidez y fuerza de fluencia para elastómeros en puente sobre Ruta 40.

Dirección	$K_{Elastomero}$ [kN/m]	$F_{Fricción}$ [kN]
Longitudinal	7656	306.25
Transversal	15312	612.5

Los componentes de la superestructura y subestructura de los puentes no son continuos, ni en dirección longitudinal ni en la transversal, disponiéndose de juntas entre ellos. La apertura y cierre de dichas juntas de expansión entre los componentes introduce no linealidades y discontinuidades que afectan la transmisión de las cargas entre los mismos y por lo tanto afecta la respuesta dinámica de los puentes. Debido al cierre de las juntas y al contacto que se produce entre elementos adyacentes, tiene lugar un efecto de martillo, el cual se modela con un elemento apropiado. En particular, estos elementos dispuestos en los extremos representan el efecto del impacto entre la superestructura y el muro pantalla en la dirección longitudinal, mientras que en la transversal, el martilleo entre la superestructura y las llaves de corte correspondientes ([Fig. 15](#)).

El efecto de martilleo es representado por la relación fuerza-deformación mostrada esquemáticamente en la [Fig. 16](#). Para este estudio se adoptaron los parámetros típicos hallados para este tipo de elementos, en cuanto a los valores de rigidez y fuerza de fluencia, los cuales fueron extractados del trabajo de Avsar [25]. Para las distancias de apertura, tanto en la dirección longitudinal como transversal, se adoptó 30 mm, valor tomado de los planos. En [Tabla 9](#) se ofrecen los valores de los parámetros referidos.

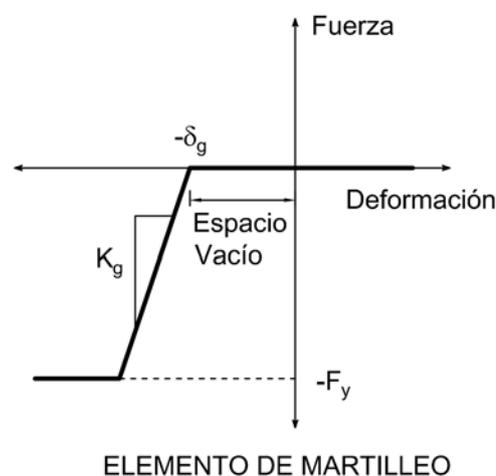


Fig. 16. Modelo analítico para elementos de martillo.

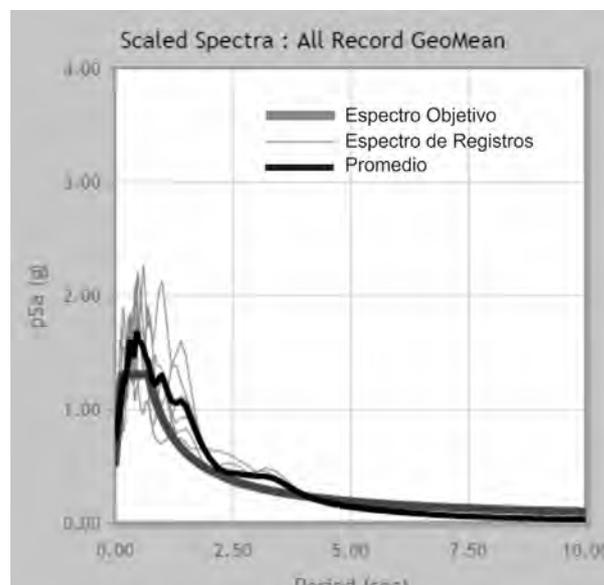


Fig. 17. Espectros de registros escalados obtenidos.

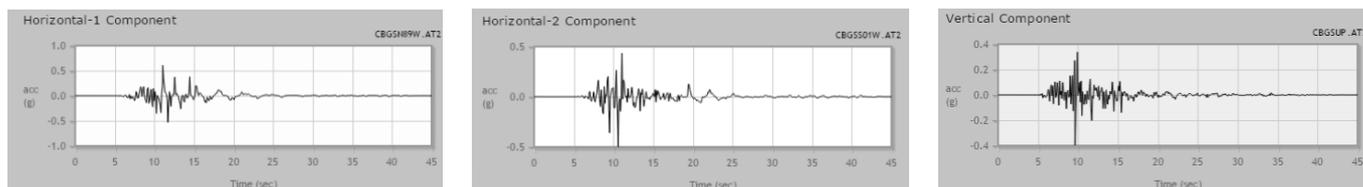


Fig. 18. Componentes de uno de los Registros escalados obtenidos. a) Horizontal 1, b) Horizontal 2, c) Vertical.

TABLA 9
Valores de rigidez y fuerza de fluencia para elementos de martillo en puente sobre Ruta 40.

Dirección	Elementos de martillo de componentes del puente	
	Superestructura – Muro pantalla	Superestr. – Llaves de corte
Δg [mm]	30	30
Kg [kN/m]	150000	3400000
Fy [kN]	250	1600

3. RESULTADOS

Los acelerogramas compatibles con los espectros correspondientes a los Sismos Menor y Mayor resultantes del método de Aguiar Falconí se obtuvieron de la Base de datos del PEER. Allí se cargaron los archivos de estas ordenadas espectrales y se indicaron los siguientes parámetros: tipo de falla inversa, Magnitud entre 6.0 y 7.5, distancia a la falla entre 1km y 10 km, velocidad superficial de la onda de corte entre 120 a 250 m/s. Para el caso del Sismo Mayor, se consiguieron 7 registros correspondientes al sismo de Christchurch, New Zealand, con factores de escala que van desde 1 a 1.8. En Fig. 17 se representan los espectros de dichos registros escalados, observándose la buena aproximación del promedio de la serie respecto del espectro objetivo para este caso del Sismo Mayor.

En Fig. 18 se ofrecen los registros de las tres componentes de uno de estos acelerogramas (aceleración máx. horiz.: 0.7 g).

En la Tabla 10 se muestran los periodos fundamentales correspondientes a cada una de las estructuras analizadas. En ambos casos, este primer modo de vibración se da en la dirección longitudinal.

TABLA 10
Periodos fundamentales de los puentes analizados.

Puente	Periodo [seg]
Ruta 40	0.55
Ruta 7	0.91

En lo que sigue, por razones de abreviación, solo se presentarán algunos resultados correspondientes a la respuesta de ambas estructuras ante el Sismo Mayor.

Las Figs. 19 y 20 ofrecen las respuestas de desplazamientos de la superestructura de ambos puentes en la dirección longitudinal, en la cual se registraron los mayores valores. En la Tabla 11 se ofrecen dichos valores máximos.

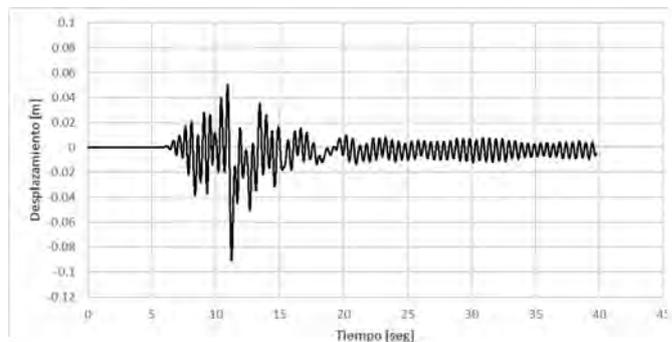


Fig. 19. Desplazamientos de la Superestructura del Puente sobre Ruta 40 en Dirección Longitudinal.

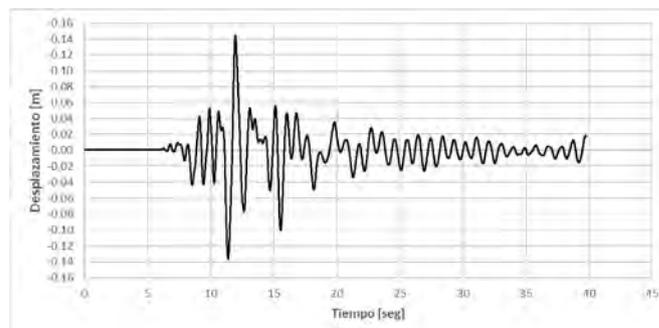


Fig. 20. Desplazamientos de la Superestructura del Puente sobre Ruta 7 en Dirección Longitudinal.

TABLA 11
Desplazamientos máximos de los puentes analizados en Dirección Longitudinal.

Puente	Desplazamiento máximo longitudinal [m]
Ruta 40	0.09
Ruta 7	0.144

Asimismo, se monitoreó la respuesta Momento-Curvatura de las columnas. En las figs. 21 y 22 se muestran dichas respuestas para los dos puentes en la dirección longitudinal, donde resultaron más desfavorables. Según se definió en ecuación 1, la ductilidad por curvatura constituye la relación entre la curvatura máxima alcanzada y la de fluencia. Dicha curvatura de fluencia se obtiene utilizando el programa SAP2000 a través de la modelación de la sección transversal de la columna, con indicación de la carga normal de compresión a la cual se halla sometida. En Fig. 23 se aprecia la aproximación bilineal de la respuesta Momento-Curvatura obtenida del programa para el caso de la columna del puente sobre Ruta 7. Allí está

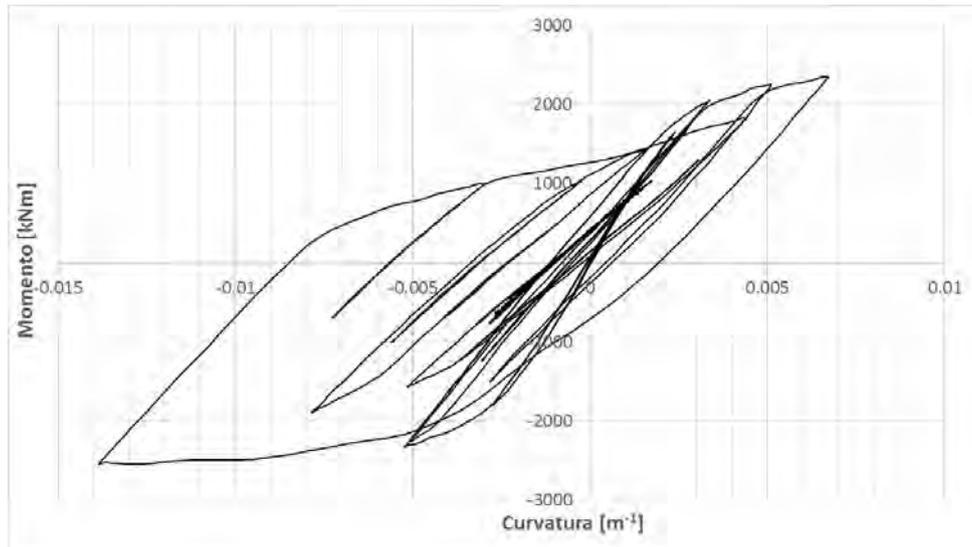


Fig. 21. Diagrama Momento-Curvatura en columna lateral de pila del Puente sobre Ruta 40 en Dirección Longitudinal.

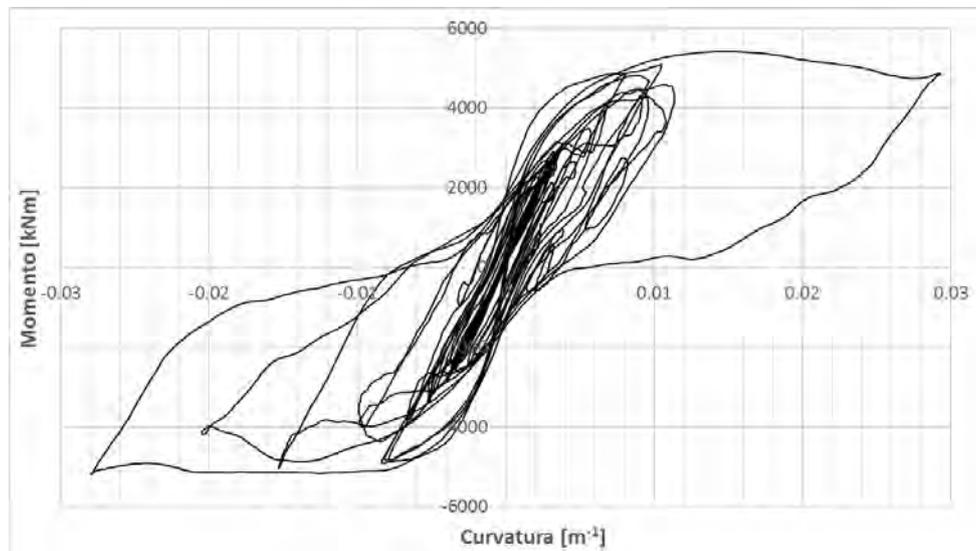


Fig. 22. Diagrama Momento-curvatura en columna de pila del Puente sobre Ruta 7 en Dirección Longitudinal.

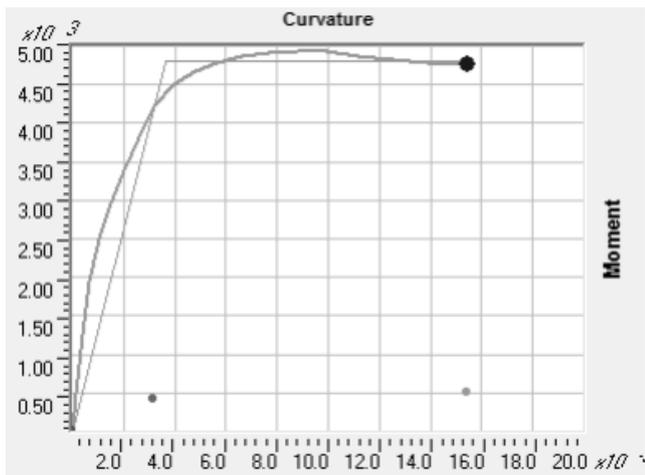


Fig. 23. Aproximación bilineal de la respuesta Momento-Curvatura en columna de pila del Puente sobre Ruta 7. Punto de curvatura de fluencia.

marcado el punto de la curva correspondiente a la Curvatura de Primera Fluencia.

En [Tabla 12](#) se ofrecen los resultados de las Curvaturas de Fluencia, Curvaturas Máximas y las Ductilidades de Curvatura para las columnas de ambos puentes. Así también se ofrecen allí los valores de ductilidad por desplazamiento, obtenidos a partir de los de curvatura por aplicación de la expresión que las relaciona [\[25\]](#).

TABLA 12

Curvatura de Fluencia, Curvatura Máxima, Ductilidades de Curvatura y Ductilidades de Desplazamiento en columnas de los puentes analizados.

Puente	Curvatura Fluencia $\phi_{Fluencia}$ [m ⁻¹]	Curvatura Máxima ϕ_{Max} [m ⁻¹]	Ductilidad de Curvatura μ_{ϕ}	Ductilidad de Desplazamiento μ_{Δ}
Ruta 40	0.00277	0.014	5.05	2.26
Ruta 7	0.00316	0.029	9.27	3.7

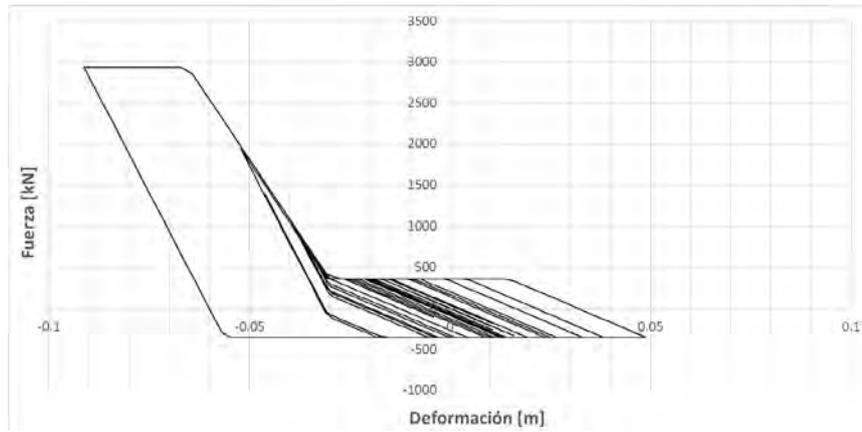


Fig. 24. Respuesta del sistema suelo de relleno-pilotes en estribo de Puente sobre Ruta 40 en Dirección Longitudinal.

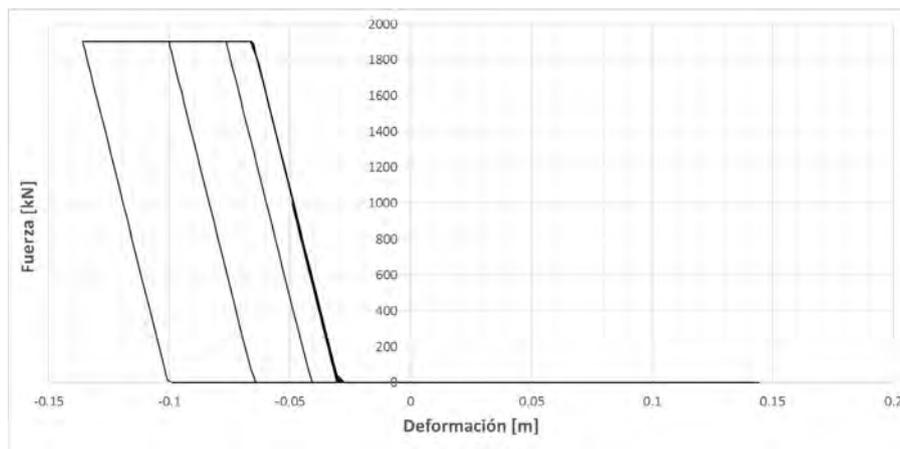


Fig. 25. Respuesta del Sistema Suelo de Relleno-Muro de Pantalla en Estribo de Puente sobre Ruta 7 en Dirección Longitudinal.

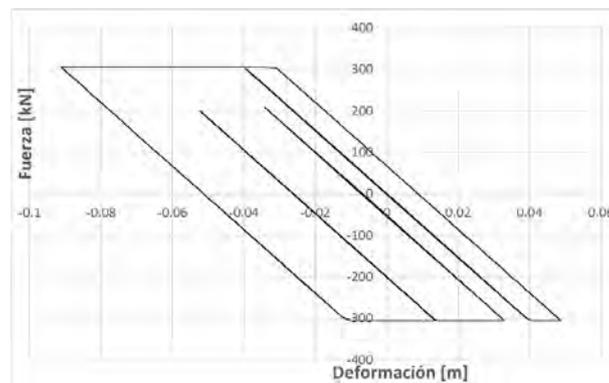


Fig. 26. Respuesta de los Apoyos Elastoméricos sobre Estribos en Puente sobre Ruta 40, en Dirección Longitudinal.

La Fig. 24 muestra la respuesta del sistema suelo de relleno-pilotes en estribo para el puente sobre Ruta 40, en dirección longitudinal. En este caso, para la respuesta entran en juego tanto el empuje pasivo del suelo de relleno sobre el muro pantalla como la acción activa y pasiva de los pilotes. Obsérvese el desplazamiento máximo de 0.09 m, coincidente con el máximo reportado para la superestructura en [Tabla 11](#). Por su parte, para el caso del puente sobre Ruta 7, la Fig.

25 muestra la respuesta longitudinal, influenciada solo por el empuje pasivo del suelo de relleno sobre el muro de pantalla del estribo. Ídem al caso anterior, el desplazamiento máximo registrado de 0.14 m coincide con el valor indicado para la superestructura en [Tabla 11](#).

La Fig. 26 ofrece la respuesta de los apoyos elastoméricos ubicados sobre los estribos del puente sobre Ruta 40, en dirección longitudinal.

4. DISCUSIÓN

A primera vista, los valores de ductilidad por curvatura que representan los distintos umbrales de daño, mostrados en [tabla 6](#), parecieran ser muy elevados si se los compara con los establecidos por la norma AASHTO para diseño sísmico de puentes [28]. Allí se plantean como requerimientos de ductilidad de los elementos para puentes con categoría de diseño sísmico D (SDC D), correspondiente a los estudiados, para el caso de pilas de única columna, una ductilidad máxima de 5, en tanto que en el caso de pilas de múltiples columnas se exige una ductilidad máxima de 6. Conviene aclarar que se trata de valores de ductilidad de desplazamiento, los cuales al transformarse a ductilidad por curvatura, se hacen notoriamente mayores. De esta manera los valores máximos de ductilidad por curvatura obtenidos en ambos puentes se corresponden con los límites establecidos por la normativa de diseño sísmico de puentes. Prueba de ello son los valores de ductilidad de desplazamiento ofrecidos en [Tabla 12](#), con valores de 2.26 y 3.7 para los puentes sobre Ruta 40 y 7, respectivamente.

En ambos puentes, para el Sismo Mayor, la Ductilidad por Curvatura en el sentido longitudinal resultó superior que la transversal y la correspondiente al puente más antiguo resultó ser un 80 % mayor. De acuerdo a las prescripciones de Caltrans, el puente sobre la Ruta 7 acusa un nivel de daño significativo con necesidad de reparaciones importantes para llevarlo al estado operacional. En tanto el puente sobre Ruta 40 presenta daño mínimo con necesidad de reparaciones menores. Conforme a los resultados obtenidos, ambos puentes cumplen con los requerimientos mínimos de desempeño tanto para el Sismo Menor como para el Mayor. Para este último caso, el puente antiguo, con menos años de vida útil remanente respecto del nuevo, requiere un nivel de desempeño 1, que garantiza seguridad de vida con daños permanentes significativos (ver [Tabla 2](#)). Por su parte, el puente nuevo, con más años para prestar servicio, requiere un nivel de desempeño 2, lo que implica mantenerse operacional luego del evento sísmico, con daños permanentes mínimos.

El desplazamiento pasivo del suelo resulta mayor en el caso del puente más antiguo. Asimismo, se aprecia la significativa no linealidad en el comportamiento de los apoyos elastoméricos. Los mismos son afectados por un marcado desplazamiento en rango de fluencia, con lo cual se requiere su reemplazo luego del evento de sismo mayor. El comportamiento global de las estructuras se ve fuertemente influenciado por el sistema suelo-pilote del estribo. La diferencia en la respuesta, longitudinal y transversal, justamente radica en el hecho de la mayor rigidez del sistema suelo-pilotes del estribo del puente nuevo y también en la mayor cantidad y robustez de las pilas. Otro hecho desfavorable para la respuesta del puente de la ruta 7 lo constituye el mayor peso propio de la superestructura, superior en aproximadamente un 34 %.

5. CONCLUSIONES

Se presentó una metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes típicos mediante análisis dinámico

no lineal conforme al actual estado del conocimiento, desde la evaluación de la sismicidad del sitio de implantación de la obra hasta la determinación de su desempeño estructural. Los ejemplos aquí desarrollados y los criterios adoptados en la definición de los parámetros de demanda ingenieril constituyen una guía para la aplicación de esta metodología.

A la luz de los resultados obtenidos, y al haber comprobado la sensibilidad de la respuesta de los modelos en relación a la rigidez del sistema suelo-pilote en los estribos, se recomienda en todos los casos tener en cuenta esta propiedad al construir los modelos para efectuar las evaluaciones detalladas.

Asimismo, se procurará mejorar los modelos en relación a la vinculación de la superestructura con las vigas cabeceras de las pilas, específicamente en referencia a reproducir el comportamiento de los elastómeros y llaves de corte allí dispuestos. Por otro lado, también se buscará plasmar en el modelo la interacción suelo-estructura en la fundación de las pilas.

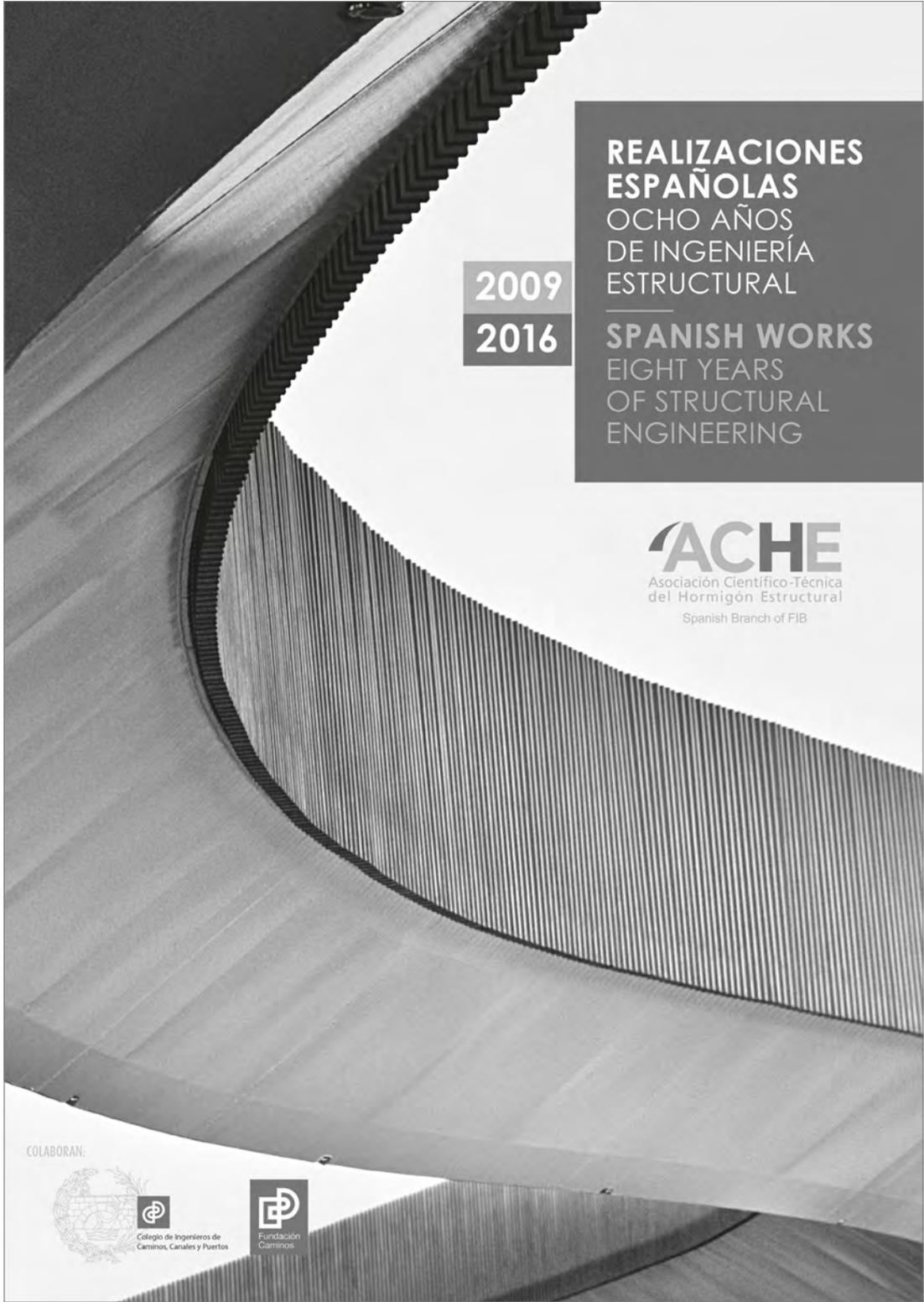
El detalle de armado en los extremos de las columnas resulta decisivo sobre el comportamiento sismorresistente de las mismas y por ende del puente como sistema. Esto influye directamente sobre los valores a adoptar en los umbrales de daño para ductilidad por curvatura. Si no se prevé comportamiento dúctil, como ocurre para los casos aquí tratados, dichos umbrales se reducirán considerablemente. Esto llevará a que para una misma respuesta, en términos de ductilidad por curvatura, se incurse en un nivel de daño mayor en esos casos.

Se recomienda aplicar este método de evaluación detallada a puentes de distintas tipologías ubicados en cercanía a fallas activas en zonas de elevada y muy elevada peligrosidad sísmica del territorio nacional. De esa manera, se hará una primera identificación de aquellas estructuras pasibles de requerir rehabilitación, refuerzo o reemplazo.

Bibliografía

- [1] Nielson B.G., "Analytical Fragility Curves for Highway Bridges in Moderate Seismic Zones", PhD Thesis, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia. (2005).
- [2] Buckle, Ian; Friedland, Ian; mander, John; Martin, Geoffrey; Nutt, Richard; Power, Maurice. "Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 – Bridges". Federal Highway Administration; Multi-disciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University at Buffalo, State University of New York, USA. (2006).
- [3] McKenna, Frank; Fenves, Gregory; Filippou, Filip; Scott, Michael; Elgama, Ahmed; Arduino, Pedro. "Open System for Earthquake Engineering Simulation". Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA. <http://opensees.berkeley.edu>. (2013).
- [4] Saracho (2014). Saracho, J.; Perez, G.; Barlek, J.; Dip, O.; Castelli, E. "Clasificación de puentes en Argentina para la evaluación de su vulnerabilidad sísmica". Memorias de la 1ª Conferencia Internacional de Puentes-Chile 2014. Santiago. (2014).
- [5] Priestley M.J.N., Calvi G.M. and Kowalsky M.J., "Displacement-Based Seismic Design of Structures", IUSS Press, Pavia, Italy. (2007).
- [6] Bommer J.J. and Acevedo A.B., "The Use of Real Earthquake Accelerograms as Input to Dynamic Analysis", Journal of Earthquake Engineering, Volume 8, Special Issue 1, pp. 43-92. (2004).
- [7] Naeim F. and Lew M., "On the use of Design Spectrum Compatible Time Histories", Earthquake Spectra, Volume 11, No. 1, pp. 111-127. (1995).
- [8] Baker, J.W.: Conditional mean spectrum: Tool for ground-motion selection, J. Struct. Eng., 137, 322-331. (2010).
- [9] Jayaram, N., Lin, T., and Baker, J. W.: A computationally efficient ground-motion selection algorithm for matching a target response spectrum mean and variance, Earthq. Spectra, 27, 797- 815. (2011).

- [10] Wang, G.: A ground motion selection and modification method capturing response spectrum characteristics and variability of scenario earthquakes, *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 31, 611–625. (2011).
- [11] PEER Ground Motion Database. <http://www.ngawest2.berkeley.edu>. (2018). Consultada el 02.04.18)
- [12] Chiou, B. S. J. and Youngs, R. R.: Chiou-Youngs NGA ground motion relations for the geometric mean horizontal component of peak and spectral ground motion parameters, *Earthq. Spectra*, 24, 173–215. (2008).
- [13] INPRES CIRSOC 103. Instituto Nacional de Prevención Sísmica, Instituto Nacional de Tecnología Industrial. “Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes”. 31-32. (2013).
- [14] Aguiar Falconi, Roberto. “Espectros sísmicos de riesgo uniforme para verificar desempeño estructural en países sudamericanos”. Universidad Central de Venezuela. *Boletín Técnico*. 184-186. (2004).
- [15] Frau, Carlos; Saragoni, Rodolfo. “Demanda sísmica de fuente cercana. Situación del oeste argentino”. Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica, IX Jornadas. Chile. 1. (2005).
- [16] Frau, Carlos D. “Sismicidad Regional, Estudios de riesgo sísmico y el fallamiento local”. I Jornadas Internacionales sobre Gestión de Riesgos de Desastres. Mendoza, Argentina. 15. (2009).
- [17] DesRoches, R; Padgett, J.; Ramanathan, K.; Dukes, J. Georgia Institute of Technology. “Feasibility Studies for Improving Caltrans Bridge Fragility Relationships”. California Department of Transportation. 186-203. (2012).
- [18] Paulay T; Priestley M. N. J. “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”. John Wiley & Sons. 137-138. (1992).
- [19] Veletzos M. J., Panagiotou, M., Restrepo, J. I. Post Seismic Inspection and Capacity Assessment of Reinforced Concrete Bridges, Report No. SSRP-06/19, Report submitted to the California Department of Transportation, University of California, San Diego, CA. (2006).
- [20] Berry, M. P., Eberhard, M. O. Performance models for flexural damage in reinforced concrete columns, Report No. 2003/18, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA. (2003).
- [21] Mackie, K., and Stojadinovic, B. Fragility Basis for California Highway Overpass Bridge Seismic Decision Making, PEER Report 2005/02, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA. (2005).
- [22] Veletzos, Marc; Panagiotou, Mario; Restrepo, Jose; Sahs, Stephen. Department of Structural Engineering School of Engineering University of California. “Visual Inspection & Capacity Assessment of Earthquake Damaged Reinforced Concrete Bridge Elements”. California Department of Transportation. 9-17. (2008).
- [23] Caltrans, “Seismic Design Criteria Version 1.7.”, California Department of Transportation, Sacramento, CA. 124-129. (2013).
- [24] Nielson, Bryant G.; DesRoches, Reginald. Earthquake Engineering Research Institute. “Analytical Seismic Fragility Curves for Typical Bridges in the Central and Southeastern United States”. *Earthquake Spectra*, Volume 23, No. 3, pages 615–633. (2007).
- [25] AVŞAR Ö. “Fragility Based Seismic Vulnerability Assessment of Ordinary Highway Bridges in Turkey”, PhD Thesis, Middle East Technical University. Ankara, Turquia. (2009).
- [26] Romstad, K. M., Kutter, B., Maroney, B., Vanderbilt, E., Griggs, M., and Chai, Y. H. “Experimental Measurements of Bridge Abutment Behavior,” Report No. UCD STR 95 1, University of California Davis, Structural Engineering Group, CA. (1995).
- [27] Caltrans. Caltrans Structures Seismic Design References. California Department of Transportation, Sacramento, CA, first edition. (1990).
- [28] AASHTO, “AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design”, American Association of State Highway and Transportation Officials 2nd Ed. with 2015 Interims, Washington D.C. (2012).



2009

2016

**REALIZACIONES
ESPAÑOLAS**
OCHO AÑOS
DE INGENIERÍA
ESTRUCTURAL

SPANISH WORKS
EIGHT YEARS
OF STRUCTURAL
ENGINEERING

ACHE
Asociación Científico-Técnica
del Hormigón Estructural
Spanish Branch of FIB

COLABORAN:



Colegio de Ingenieros de
Caminos, Canales y Puertos



Fundación
Caminos

ACHE

SECRETARÍA DE ACHE

Tel.: 91 336 66 98

www.e-ache.com

Dos pasarelas colgantes para la prosperidad en Nicaragua

Two suspension footbridges to prosperity in Nicaragua

José Romo Martín^{*a}, Antonio Cano Fernández-Carrión^b

^aDr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Consejero Delegado. Fhecór Ingenieros Consultores, S.A. (Madrid, España).

^bIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. Jefe de Proyecto en el Departamento de Obra Civil. Fhecór Ingenieros Consultores, S.A. (Madrid, España)

Recibido el 4 de junio de 2018; aceptado el 5 de diciembre de 2018

RESUMEN

Se estima que en la actualidad más de mil millones de personas en zonas rurales no disponen de acceso de manera continua a mercados, colegios, atención sanitaria u otros servicios básicos debido a las crecidas de los ríos, hecho que impide significativamente el desarrollo económico y social de esas comunidades. La construcción de pasarelas que salven esos ríos permite dar acceso seguro a servicios básicos durante todo el año. En este artículo se presenta la construcción de dos pasarelas construidas en Nicaragua, en 2017 y 2018, fruto de la colaboración de FHECOR Ingenieros Consultores S.A. y la ONG Norteamericana Bridges to Prosperity. La participación de la comunidad local en la construcción y su involucración en el proyecto se concibió como algo vital para asegurar el mantenimiento y el adecuado funcionamiento de estas pasarelas a largo plazo.

© 2019 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: pasarela, estructura colgante, desarrollo social, Bridges to Prosperity.

ABSTRACT

Today, it is estimated that more than a billion people in rural areas do not have safe access throughout the year to markets, schools, healthcare treatment and other critical resources due to river flooding. This fact prevents the economic and social development of those communities. The construction of footbridges that span over impassable rivers allow access to those critical resources throughout the year. This article presents the construction of two footbridges in Nicaragua in 2017 and 2018, thanks to the collaboration between FHECOR Consulting Engineers S.A. and the US NGO Bridges to Prosperity. To involve the locals in the construction was conceived as a vital fact to ensure the maintenance and adequate performance of the structures in the long term.

© 2019 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: footbridge, suspension structure, social development, Bridges to Prosperity.

1. PROYECTO DE COLABORACIÓN

La ONG Bridges to Prosperity (B2P) fue fundada en Estados Unidos en 2001. Desde su creación, ha trabajado con comunidades rurales en 18 países por todo el mundo (figura 1), entre ellos Bolivia, Haití, Nicaragua, Panamá y Ruanda, construyendo, hasta día de hoy, más de 250 pasarelas y permitiendo así el paso sobre ríos infranqueables a más de un millón de personas [7]. B2P desarrolla programas dirigidos a empresas con los que consigue

desarrollar su misión gracias a la colaboración de empresas privadas del ámbito de la consultoría y la construcción. Estas a su vez, se benefician del desarrollo personal, profesional y corporativo de su plantilla al participar en estos proyectos solidarios.

B2P es una organización que lucha contra el aislamiento de comunidades rurales que quedan incomunicadas en época de lluvias mediante la construcción de pasarelas peatonales que posibilitan el acceso seguro de miles de personas a necesidades básicas. Esta iniciativa convergió con la política de FHECOR, estableciéndose un acuerdo de colaboración a finales de 2016 para la financiación parcial y la construcción de una pasarela durante el primer semestre de 2017.

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: Antonio Cano Fernández-Carrión acfc@fhecor.es

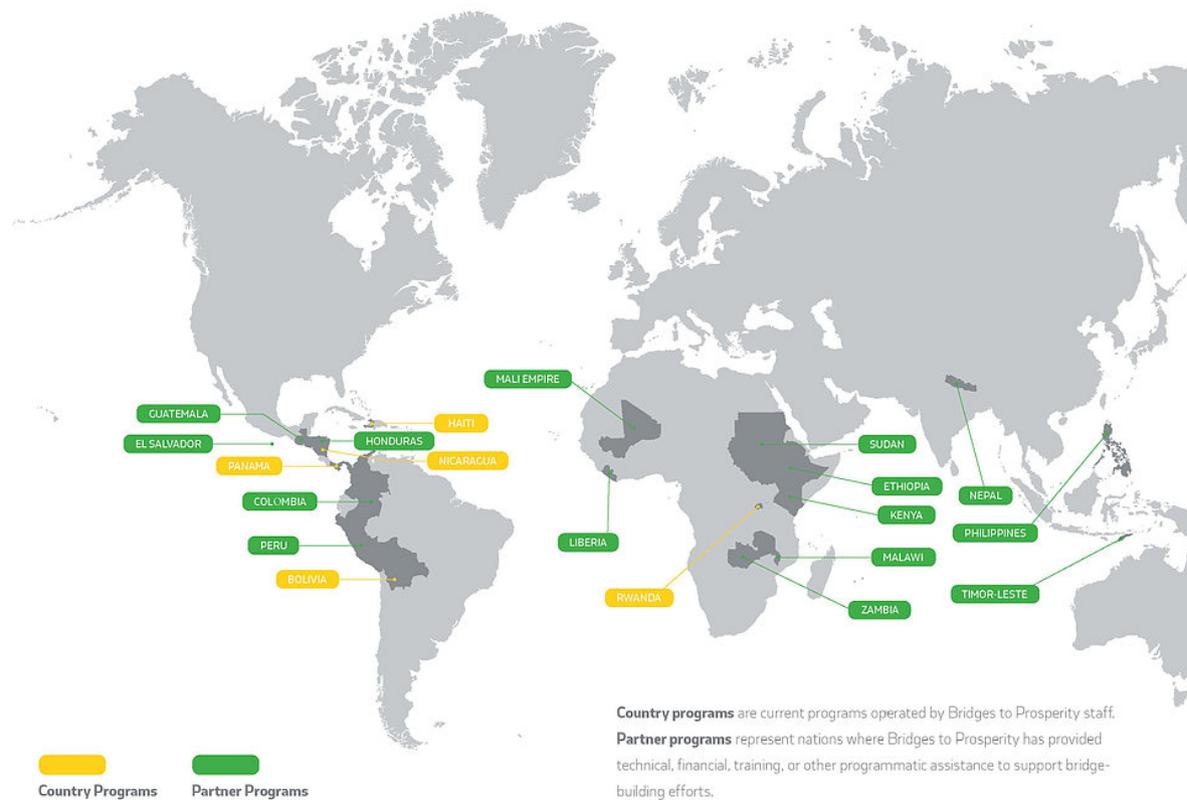


Figura 1. Países de actuación de B2P en el mundo.

Como primer fruto de ese acuerdo, surgió el proyecto de la pasarela de Monte Verde en Nicaragua, cuya construcción se iniciaría en abril de 2017. Esta primera pasarela se ubica en la comunidad de Monte Verde, a la que debe su nombre, dentro de la región de Madriz, a unos 200 km al norte de Managua, la capital (figura 2). La estructura se concibió para salvar el cauce del río Estelí, entre las comunidades rurales de Monte Verde y La Cureña en el margen derecho, y el acceso a transportes y ciudades con mercados, centros médicos y escuelas en el margen izquierdo.

Tras el éxito del primer proyecto, FHECOR y B2P volvieron a firmar un acuerdo de colaboración para construir una segunda pasarela, también en Nicaragua, próxima al municipio de Santa María de Pantasma en la región de Jinotega, a unos 180 km al norte de Managua (figura 2). Esta nueva estructura se proyectó para salvar el cauce del río Gusanera, dando servicio a las comunidades rurales de San Vicente, Pita Abajo, Los Laureles, Pita el Carmen y Valle los Orozcos.

2. EL AISLAMIENTO RURAL IMPIDE EL DESARROLLO SOCIAL

El aislamiento rural y la falta de acceso a servicios básicos son problemas muy ligados a la falta de desarrollo en el mundo [8]. Se estima que cerca de mil millones de personas en países en vías de desarrollo quedan aisladas en determinadas épocas del año debido a las lluvias y consecuente crecida de los ríos,

imposibilitándose el acceso a servicios básicos de educación, salud y oportunidades económicas [7]. Según el *Grupo Banco Mundial*, la pobreza es más acusada en aquellas áreas donde el acceso a los servicios básicos es precario o inexistente estacionalmente. Esa falta de acceso está en estrecha relación con el producto interior bruto del país [8].

Reducir el aislamiento rural e incrementar el acceso a servicios básicos que promueven el desarrollo, es un proceso complejo que engloba muchas variables y partes interesadas. En líneas generales, una solución que pretenda mejorar la accesibilidad rural puede evaluarse en términos de una reducción de la distancia a los servicios básicos, un incremento de la movilidad de los individuos afectados o una combinación de ambos. En algunos casos, la creación de mercados, colegios o centros de salud en comunidades aisladas es la solución más adecuada para promover el desarrollo. En otros, esos servicios ya existen o se encuentran relativamente cerca de esas comunidades, pero la existencia de caudalosos ríos que crecen en determinadas épocas del año, hace imposible llegar hasta ellos. La construcción de pasarelas en localizaciones adecuadas crea un impulso económico significativo en esas zonas rurales.

Ser capaz de cruzar un río durante todo el año puede marcar la diferencia entre completar un curso escolar, vender las cosechas en el mercado o llevar a un bebé enfermo al médico. Se evitaría así que personas con necesidad de cruzar esos cursos de agua lleguen a arriesgar sus vidas.

Las pasarelas no solo consiguen la eliminación de las barreras que impiden acceder a servicios básicos, sino que a su vez

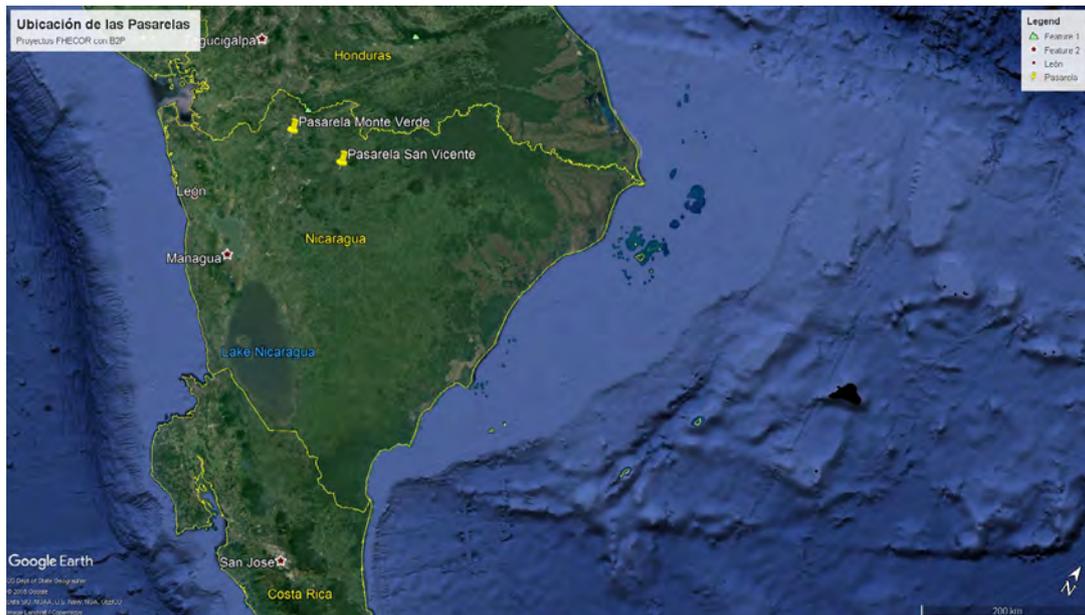


Figura 2. Localización de las pasarelas Monte Verde y San Vicente.



Figura 3. Madre con su hijo en la espalda cruzando el río durante la construcción de la pasarela San Vicente.

permiten el desarrollo en otras áreas de actuación en términos de cooperación, como el acceso a puntos de agua potable. Todos aquellos proyectos que promueven en el desarrollo de los grandes problemas en el mundo subdesarrollado son inútiles si las personas a las que se les dota de esos servicios no pueden acceder a ellos. Y es que la movilidad es la clave para el desarrollo social y económico de un país.

Todavía hoy en día, caminar constituye el principal medio de transporte en muchas áreas rurales del mundo desarrollado. Sin embargo, muchos gobiernos de los países en vías de desarrollo solo impulsan la construcción de estructuras para vehículos motorizados y no de peatones. B2P ha desarrollado un innovador modelo de colaboración con empresas de ingeniería que consigue poner en acuerdo a gobiernos locales y comunidades para construir pasarelas en aquellas

localizaciones donde existe un riesgo de aislamiento y donde el impacto social sea más significativo.

3. COMUNIDADES AFECTADAS

La Pasarela Monte Verde, completada en mayo de 2017, se proyectó en la misma ubicación donde una pasarela peatonal había colapsado en 2010 debido a la erosión de las cimentaciones provocada por las fuertes corrientes y el desplazamiento de rocas y árboles en la época de lluvias. Tras este hecho, sin la existencia de una estructura que permitiese cruzar de una orilla a otra de forma segura, se produjo la desaparición de dos personas y lesiones de otras muchas al intentar cruzar el río, el

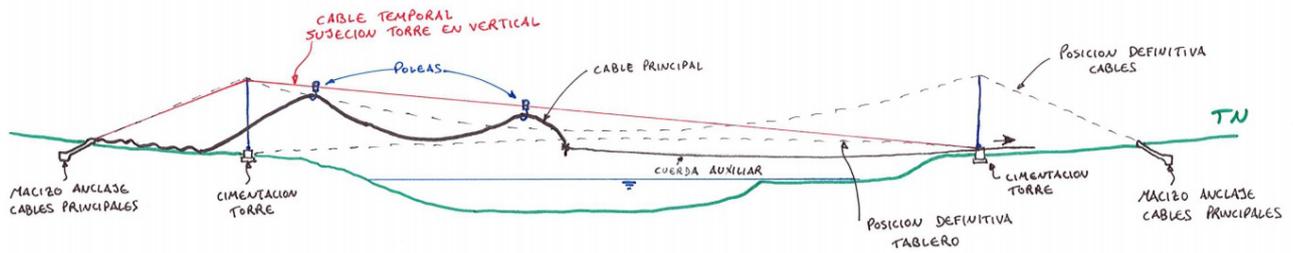


Figura 4. Esquemas de proceso constructivo realizados por FHECOR durante la fase de estudio del proyecto en Madrid

cual, puede llegar a alcanzar más de 6 metros de calado con fuertes corrientes.

En la margen izquierda del río se ubica una escuela, un centro de salud y las infraestructuras de transporte necesarias para poder acceder a los dos principales núcleos urbanos de la zona: Palacagüina y Condega. En época de lluvias, antes de que se completase el proyecto, a los agricultores y granjeros ubicados en el margen derecho del cauce, les resultaba prácticamente imposible acceder a las vías de comunicación localizadas en la otra orilla, lo que les impedía comercializar sus productos en esas dos ciudades. Este hecho provocaba la pérdida de cosechas y la consiguiente afeción en las ya precarias economías de esas familias. Además, la falta de una estructura que uniese ambas orillas imposibilitaba el acceso desde el margen izquierdo al colegio y a los servicios básicos de salud durante los meses lluviosos del año.

De manera similar, la Pasarela San Vicente se proyectó para evitar que en la época de lluvias, la crecida del río Gusanera provocase el aislamiento de las comunidades cercanas (figura 3). Antes de la construcción de la pasarela San Vicente, varias personas habían perdido sus vidas y otras muchas habían resultado heridas al intentar cruzar el río.

Las zonas donde se ubican las nuevas pasarelas son regiones montañosas donde se localizan cientos de granjas y pequeños ranchos dispersos, dedicados fundamentalmente a la producción de frijoles, maíz, café, tabaco o a la cría de ganado. Se estima que la población a la que darán servicio las pasarelas es de unas 5000 personas, entre los que se encuentran campesinos y sus familias que viven en las comunidades circundantes a los ríos Estelí y Gusanera. Estas estructuras brindarán, no solo seguridad a los habitantes de esas comunidades a corto plazo, sino mayores oportunidades para los niños y jóvenes de la zona, fomentándose el desarrollo social y económico de la región y evitando así el aislamiento sufrido por la falta de infraestructuras adecuadas.

4. DESARROLLO DEL PROYECTO

Las pasarelas de Monte Verde y San Vicente son el resultado de un acuerdo de colaboración a través del *B2P Industry Partemship Programme*. Estos programas fomentan el desarrollo de comunidades aisladas en países emergentes a través de la construcción de pasarelas por voluntarios de empresas de países desarrollados. Los programas permiten a

las compañías contribuir en la construcción de una pasarela mediante un apoyo económico, la revisión del proyecto, el viaje al país de destino a ayudar a la comunidad local a construir la superestructura y finalmente la contribución con posibles mejoras en el diseño y el proceso constructivo tras la construcción. La dotación económica que aportan las empresas colaboradoras a la organización a través de estos programas es una cantidad fija de 50.000 \$, que la ONG ha estimado para cubrir la compra de todos los materiales de construcción y la subsistencia de la propia organización y sus equipos asentados en campo.

Así, previa a la construcción de ambas pasarelas, FHECOR realizó la donación económica a B2P, cuyo fin se destinó a financiar el proyecto y la compra de materiales de construcción en la zona. A su vez, para cada acuerdo de colaboración, se presentaron como voluntarios cinco trabajadores de FHECOR, conformando el equipo que llevaría a cabo cada proyecto.

Para la construcción de la primera pasarela, en abril de 2017, los cinco técnicos de la empresa FHECOR viajaron desde Madrid a la región de Madriz en Nicaragua. El equipo asignado por FHECOR tuvo el apoyo en campo de otros cuatro voluntarios estadounidenses, miembros del *B2P Bridge Corporations*, así como del equipo de B2P asentado en Nicaragua y voluntarios locales procedentes de las comunidades colindantes. En el segundo acuerdo de colaboración en febrero de 2018, a diferencia del primer proyecto, el equipo de la Pasarela San Vicente estaba formado por cinco voluntarios de la empresa FHECOR y otros seis voluntarios de la empresa estadounidense WESTON & SAMPSON, incluyendo también el apoyo en campo del equipo de B2P asentado en Nicaragua y voluntarios locales procedentes de las comunidades cercanas.

Los miembros de ambos equipos de FHECOR fueron escogidos entre los empleados que se presentaron voluntarios por sus cualidades humanas y su alto grado de responsabilidad y conciencia social. Las labores de los miembros del equipo incluyeron tareas designadas como Jefe de Proyecto, Jefe de Obra o Jefe de Seguridad y Salud. Dichas tareas no solo tuvieron lugar durante los días de duración de las obras en Nicaragua, sino también en la oficina de FHECOR en Madrid en los meses previos, durante los cuales se estudió al detalle el proyecto incluyendo revisión detallada de planos, esquemas del proceso de construcción de las torres y la superestructura (figura 4) y propuestas de mejora en algunos detalles constructivos. También se llevó a cabo un plan de obra y de Seguridad y Salud que asegurara la adecuada construcción de las estructuras.

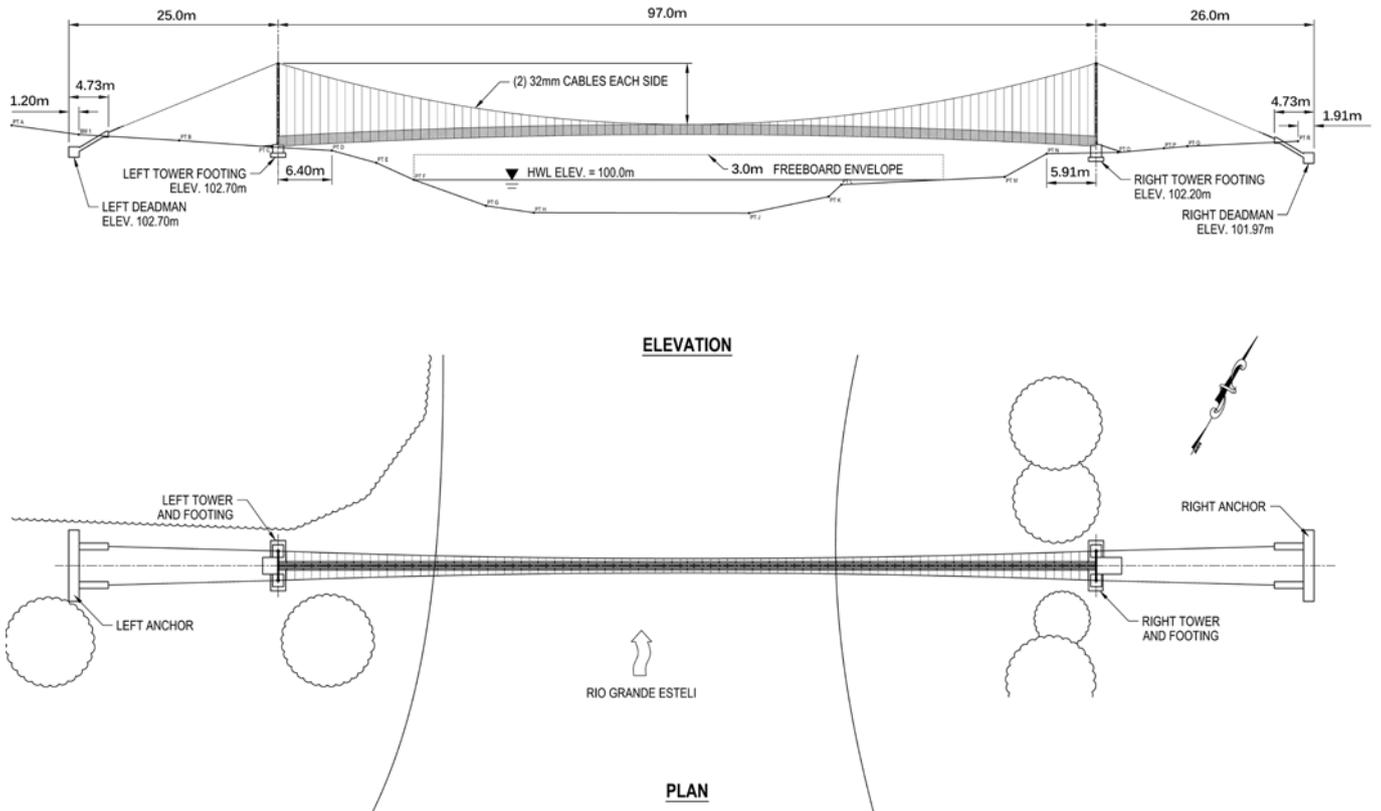


Figura 5. Alzado y planta general de la Pasarela Monte Verde.

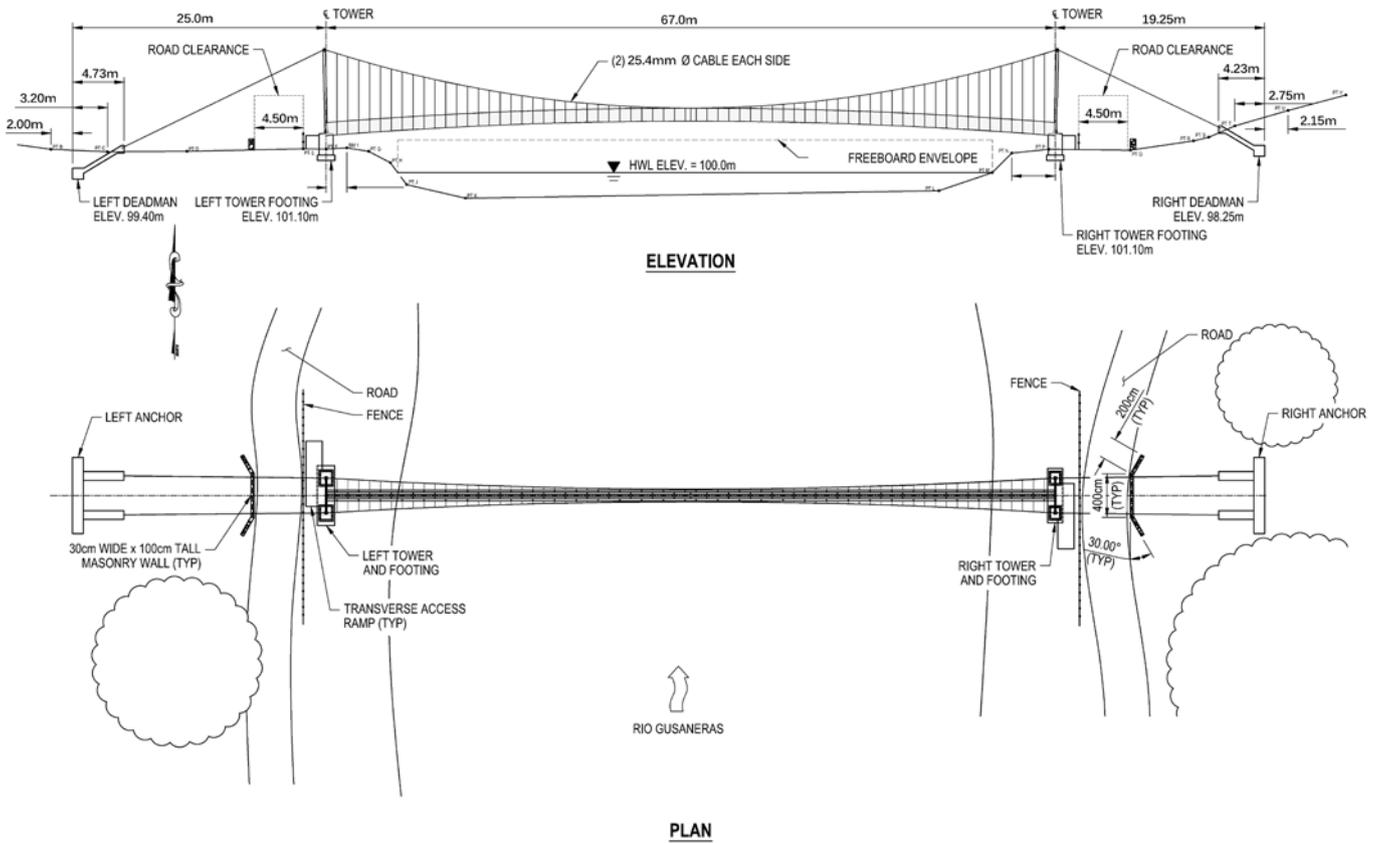


Figura 6. Alzado y planta general de la Pasarela San Vicente.

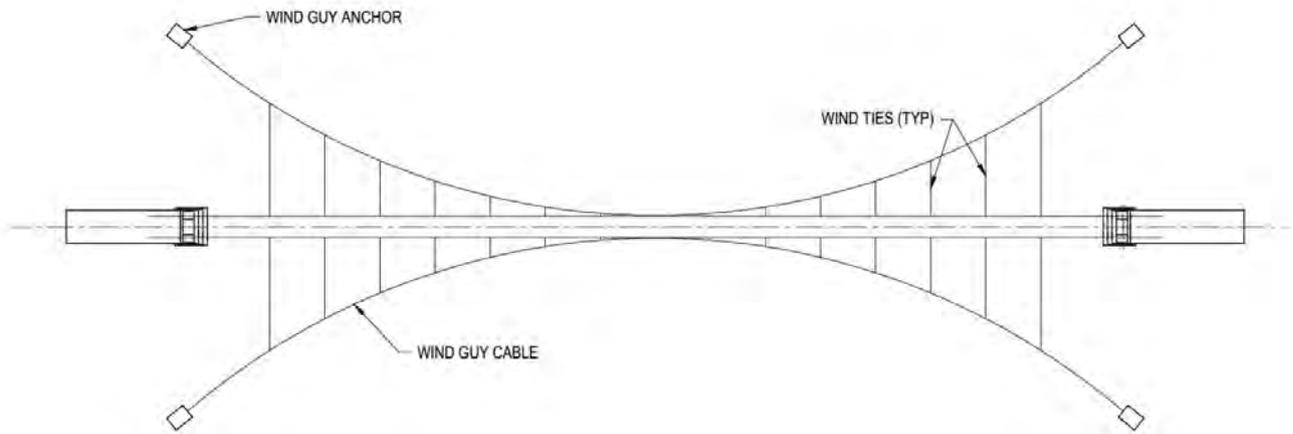


Figura 7. Esquema de arriostamientos horizontales para controlar efectos dinámicos debidos al viento.

Este proceso permitió a los miembros del equipo adquirir un entendimiento de los detalles estructurales y del proceso constructivo propuesto previo a la construcción en Nicaragua. También permitió a su vez un aprendizaje de las técnicas constructivas usadas en puentes no diseñados bajo los estándares europeos o norteamericanos, debido a la falta de medios auxiliares mecánicos, al uso de materiales reciclados y a la incertidumbre en las condiciones de diseño.

En las dos pasarelas, la construcción de la superestructura se completó en un plazo de dos semanas. Justo después de su construcción, ambos equipos pudieron asistir a la inauguración de las pasarelas junto con los miembros de las comunidades y autoridades locales.

5. DISEÑO DE LAS PASARELAS

El proyecto de Monte Verde y San Vicente consistió en la construcción de dos pasarelas colgantes de 97 y 67 metros de luz. El ancho libre de las pasarelas es de 110 cm para impedir el tránsito de vehículos de cuatro ruedas. Para evitar el daño de la estructura por el paso de troncos y otros materiales arrastrados en situación de crecidas la rasante del tablero se diseña para un gálibo mínimo de 3 m con el nivel del río, medido según historial máximo de avenida (figuras 5 y 6).

La plataforma de la pasarela está formada por tabloncillos de madera de 5 cm de espesor conectados mediante tornillos a unas vigas metálicas transversales espaciadas cada metro. Las vigas transversales cuelgan de los cables principales de acero mediante péndolas de acero pasivo corrugado de 10 mm de diámetro doblados mediante medios manuales (figura 7).

Los cables principales tienen un diámetro de 32 mm en la Pasarela Monte Verde y de 26 mm en la Pasarela San Vicente. Estos cables se anclan en sus extremos en cuatro macizos de hormigón armado. Las torres son metálicas, con un apoyo tipo rótula en la base sobre las rampas de acceso, construidas con mampostería y hormigón armado. Esa rótula permite izar las torres desde la horizontal y una vez en posición vertical, girar ligeramente y acomodarse al efecto de la carga viva actuando en el tablero.

La protección del peatón en el tablero se lleva a cabo

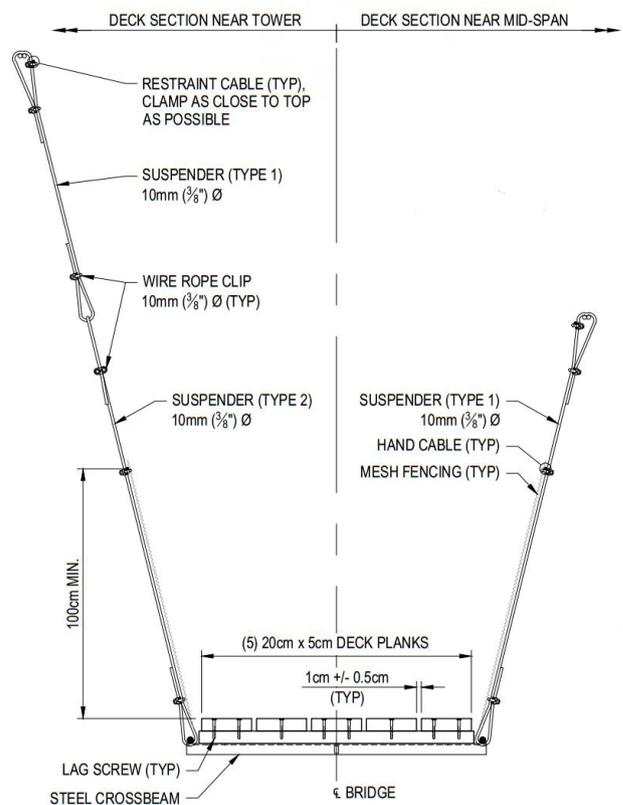


Figura 8. Sección transversal tipo del tablero.

mediante una malla metálica de torsión simple.

El diseño de ambas estructuras sigue los estándares de B2P para pasarelas colgantes. Se trata de una estructura modular y fácilmente replicable, de simple construcción y que no implica medios auxiliares complejos. B2P ha desarrollado un diseño de pasarela colgante que ha ido evolucionando desde 2008, modificándose y adaptándose a nuevas técnicas de construcción que permitieran mejorar todos los posibles problemas encontrados durante la construcción de cada nuevo proyecto.



Figura 9. Alzado de la pasarela Monte Verde durante las etapas finales de construcción.

El diseño inicial de este tipo de pasarelas se inspiró en la tecnología desarrollada por HELVETAS, una ONG suiza con más de sesenta años de experiencia en cooperación internacional, que trabaja por el desarrollo de la educación, la economía rural y las infraestructuras en Nepal [4].

Los componentes estructurales que conforman las pasarelas están diseñados para soportar cargas permanentes y cargas vivas de peatones, motocicletas y bicicletas, paso de ganado y viento. Las cargas de diseño están basadas en normativa AAHSTO (*Guide Specification for Design of Pedestrian Bridges*).

La carga muerta considerada en el diseño de ambas pasarelas fue de 0.90 kN/m. La carga viva peatonal de diseño considerada consistió en una carga uniforme de 3.46 kN/m más una carga puntual de 2.22 kN debido al paso de ganado y una rueda de motocicleta. La carga de viento considerada para el diseño de ambas estructuras fue de 0.50 kN/m², calculada a partir de una velocidad horizontal de 160 km/h actuando sobre un área lateral de tablero de 0.3 m²/m y con un coeficiente de arrastre de 1.30.

La máxima luz para los diseños estándar de B2P es de 84 m para evitar efectos dinámicos debido a cargas horizontales de viento. Sin embargo, según el *B2P Bridge Builder Manual, Volume 3: Suspension Cable Bridges* [3], la experiencia práctica en las pasarelas construidas por la organización, ha demostrado que los puentes de hasta 120 m de luz no muestran efectos dinámicos significativos debidos al viento. Por esa razón, en el caso de la pasarela Monte Verde donde la luz es de 97 m, el tablero se diseñó para contemplar la posibilidad de instalar a posteriori unos elementos estabilizadores o vientos mediante dos cables de acero conectados longitudinalmente a las vigas transversales y anclados en los extremos (figura 8).

Según el *B2P Bridge Builder Manual, Volume 3: Suspension Cable Bridges* [3], las cargas sísmicas no son consideradas en

el diseño de este tipo de pasarelas, al considerarse estas unas estructuras muy flexibles frente a acciones dinámicas y existir muy poca probabilidad de que un sismo tenga lugar con la aplicación de toda la carga viva sobre la pasarela.

Para tener en cuenta las incertidumbres en los materiales de construcción empleados, la capacidad y sollicitación de todos elementos estructurales están basadas en la metodología ADS (*Allowable Stress Design*, [6]), también conocida como “*working stress design*” o “*service load design*”.

Este método se basa en el principio de que las tensiones que se desarrollan en un elemento estructural bajo cargas en servicio, no excedan de un predeterminado límite, con factores de seguridad determinados a partir de la importancia del elemento estructural y del nivel de incertidumbre en el cálculo de la sollicitación y capacidad de ese elemento. La ecuación general del método ADS es:

$$Q_i \leq \frac{R_n}{FS} \quad (1)$$

Donde Q_i es la tensión en el elemento para una combinación de carga determinada a partir de análisis elástico de la estructura; R_n es la tensión límite plástica o de rotura, dividida por un factor de seguridad FS .

Las cimentaciones de las torres fueron diseñadas con un factor de seguridad al hundimiento de 2.0. La resistencia característica del hormigón asumida para el diseño de las cimentaciones fue de 10.3 MPa. En el caso del acero, los valores de diseño fueron $f_y = 240$ MPa para el acero estructural en vigas transversales y torres y $f_y = 275$ MPa para el acero de refuerzo en elementos de hormigón armado y péndolas.

Las péndolas se diseñaron con un factor de seguridad de 5.0 para tener en cuenta la pérdida de sección debido a posibles



Figura 10. Izado de una de las torres de la pasarela Monte Verde.



Figura 11. Vista de los cables principales desde una de las torres en la pasarela Monte Verde.

efectos de fatiga y corrosión con el paso del tiempo.

Las vigas transversales están diseñadas a flexión y cortante, a partir de esfuerzos estáticos asumiendo que se encuentran simplemente apoyadas en los extremos y el efecto de la carga uniforme actuando en el ancho del tablero de madera atornillado encima. Las resistencias características a flexión y cortante de las

vigas de madera asumida en el diseño fue de 3.96 y 1.44 MPa.

Los macizos de anclaje de los cables principales fueron diseñados para soportar efectos de deslizamiento y tiro con un factor de seguridad de 1.5.

Los cables principales fueron diseñados con un factor de seguridad de 3.0 a rotura para carga axial bajo la envolvente



Figura 12. Detalle del anclaje en cabeza de torres.

de máximo axil en ELU, con una resistencia a la rotura asumida en el diseño de 391 kN

Todos los materiales de la pasarela se escogieron para ser encontrados con facilidad en el país, no solo para reducir costes, sino también para facilitar la posibilidad a los miembros de la comunidad de posteriores reparaciones. Este hecho marca el carácter social del proyecto y supone el desarrollo de técnicas que puedan ser extensibles y aplicables en el campo de la ingeniería sostenible. En ambas pasarelas, las vigas de madera se inspeccionaron antes de su montaje para evitar la presencia de nudos o agujeros. Los cables principales también fueron inspeccionados para comprobar que no tenían defectos o daños.

6. CONSTRUCCION DE LAS PASARELAS

La ejecución de ambas pasarelas se llevó a cabo mediante técnicas de construcción y medios auxiliares similares. Algunos de los materiales de construcción empleados fueron reciclados y el resto adquiridos de suministradores locales. A su vez, todos los medios auxiliares y técnicas empleadas en la ejecución de las pasarelas fueron manuales, con herramientas sencillas, resaltándose el cumplimiento de objetivos de desarrollo sostenible del proyecto. La duración completa de las obras fue en torno a dos meses.

Los primeros trabajos se iniciaron con el personal de B2P asentado en Nicaragua y los voluntarios de las comunidades locales, marcando primero la ubicación de las pasarelas mediante el empleo de estaciones totales y ejecutando después las cimentaciones de las rampas de acceso y los macizos de anclaje de los cables principales. Las cimentaciones fueron excavadas y posteriormente ejecutadas mediante el empleo de rocas, grava y arena de las inmediaciones. Una vez terminadas las cimentaciones, el equipo en obra se reforzó con la llegada de los voluntarios de las empresas colaboradoras para iniciar los trabajos de la superestructura. Cada equipo contó con un



Figura 13. Instalación de las vigas longitudinales en el tablero.



Figura 14. Instalación de la malla metálica de protección en la Pasarela San Vicente.



Figura 15. Detalle de conexión de la malla metálica a la péndola en la pasarela Monte Verde.

capataz y personal de obra local entrenado, parte del personal de B2P en Nicaragua, con experiencia en la construcción de ese tipo de pasarelas.

La primera tarea consistió en el montaje de andamios, uno en cada orilla frente a las rampas de acceso, para poder izar las torres y sujetarlas temporalmente hasta la instalación del cable principal. Los andamios se arriostraron en cuatro

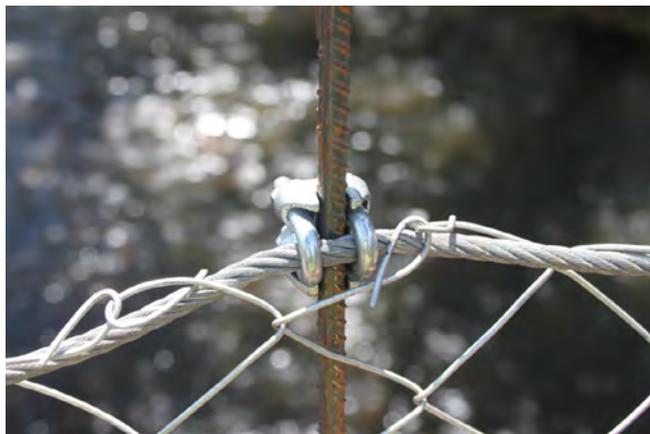


Figura 16. Detalle de conexión de la malla metálica propuesto por FHECOR e implementado en la pasarela San Vicente.



Figura 17. Vista desde el tablero de la pasarela Monte Verde terminada.

puntos mediante ocho cables metálicos conectados cuatro a la parte superior y otros cuatro a una altura media, anclados a elementos rígidos para asegurar la estabilidad horizontal durante el izado de las torres. Seguidamente, las torres metálicas fueron ensambladas *in situ*, mediante tornillos apoyadas en su base definitiva en las rampas, en posición horizontal. Una vez ensambladas, las torres fueron izadas mediante cabestrantes desde la orilla opuesta. Para ello, la base de las torres está diseñada como una rótula, para permitir el giro y facilitar la maniobra de izado (figura 10).

Las torres se izaron hasta una posición con cierto contra ángulo respecto a la vertical, para corregir el giro producido por la carga permanente actuando en el tablero. Seguidamente se colocaron los cables principales que se anclaron a los macizos de anclaje en cada orilla ajustando el punto más bajo de éstos en centro de vano, a la posición teórica de construcción fijada en proyecto. Ese valor de diseño se estimó como el 7.50% (L/13) de la luz de cada pasarela para la situación de construcción (figura 11). Bajo la hipótesis de carga permanente total más carga viva, la flecha de los cables principales en centro de vano llegaría hasta el 9.09 % (L/11) de la luz de la pasarela. Estos valores provienen del *B2P Bridge Builder Manual, Volume 3: Suspension Cable Bridges*, y se utilizan como punto de partida para el diseño de la geometría de los cables principales en cada proyecto.

En la parte superior de las torres se instalaron unos pasadores metálicos para asegurar los cables principales (figura 12).

Las péndolas de acero, junto con las vigas transversales, fueron conectados a los cables principales y colocadas en su posición definitiva mediante el empleo de cables provisionales (figura 13). Seguidamente, los tabloncillos de madera fueron instalados desde ambas orillas avanzando hacia centro de vano, y fijados a las vigas transversales mediante tornillos.

La madera para el tablero del puente procedía de productores locales. Finalmente se instaló un cable longitudinal, sujeto a las péndolas y fijado a las torres en los extremos, que hizo de pasamanos a cada lado, con una malla metálica de protección sujeta entre el tablero y al pasamanos (figura 14).

Debido a la alta humedad de la zona, todos los componentes metálicos de las pasarelas se pintaron a mano

con una capa de pintura para protegerlos de la corrosión. B2P estima que este tipo de pasarelas tienen una vida útil de entre 25 y 30 años sin grandes reparaciones y pueden llegar a durar hasta 70 años con un adecuado mantenimiento. Cada pasarela se mantiene mediante la formación de comités locales con implicación de líderes de las comunidades y con miembros de la ONG que realizan inspecciones regulares cada 2 o 3 años.

Las tareas de FHECOR no solo se desarrollaron durante la construcción de las pasarelas en Nicaragua, sino también en la oficina de Madrid en los meses posteriores a la inauguración. Durante los cuales se revisó el proceso de construcción de la superestructura con el fin de proponer mejoras en algunos detalles constructivos. Un ejemplo de esas mejoras es la idea desarrollada por el equipo de Monte Verde para mejorar el detalle de conexión de la malla metálica a la péndola y al cable longitudinal que actúa de pasamanos mediante abrazaderas. El detalle anterior resultaba muy complicado de ejecutar y obligaba a torsionar el cable, existiendo poco espacio para ajustar la pieza de cierre de la abrazadera entre esos tres elementos, provocando en muchas ocasiones la rotura de esas piezas. El detalle propuesto por FHECOR consiste en el simple uso de dos abrazaderas en serie, de manera que las dos piezas de cierre se conectan a las dos abrazaderas a la vez. Este detalle es mucho más sencillo de ejecutar y no requiere torsionar el cable longitudinal ya que las abrazaderas se fijan ortogonalmente a su eje. B2P usó esta idea en la Pasarela San Vicente al año siguiente con éxito y desde entonces lo ha implementado en la construcción de sus pasarelas colgantes por todo el mundo, bautizando el detalle como “Bruno clamp” en honor al ingeniero de FHECOR que desarrolló la idea.

7. LECCIONES APRENDIDAS

Las pasarelas de Monte Verde y San Vicente enseñaron a los equipos de voluntarios valiosas lecciones sobre desarrollo de proyectos internacionales. Para la mayoría de los voluntarios, esta fue su primera experiencia de cooperación en ingeniería



Figura 18. Vista lateral de la Pasarela San Vicente terminada.

humanitaria. Una de las más importantes lecciones aprendidas fue la integración con la gente de la comunidad durante la construcción. Hacer participar a los futuros usuarios de las pasarelas durante toda la ejecución del proyecto fue muy beneficioso y ayudó a crear un valioso sentimiento de responsabilidad que aseguraría el adecuado mantenimiento de la estructura en el futuro. Además, participar en la construcción enseñó a los voluntarios locales a entender mejor el funcionamiento de la estructura para poder llevar a cabo labores de reparación en caso de requerirse, alargando aún más la vida de las pasarelas.

8. CONCLUSIONES

Estos proyectos no solo constituyen la construcción de dos pasarelas, sino también la conexión de personas procedentes de todo el mundo a través de la formación y la transmisión de conocimientos. La participación de las comunidades en la construcción crea un sentimiento de posesión de las pasarelas y un aprendizaje en técnicas de construcción que son vitales para asegurar el mantenimiento futuro de la estructura.

El impacto de estas pasarelas en individuos y comunidades enteras puede ser enorme. Estudios de B2P en comunidades

donde se han construido pasarelas muestran un incremento del 18% en el acceso a servicios de salud, un 12% más de niños que asisten a colegios y un 30% más de incremento en el comercio local [7].

Globalmente, existen alrededor de 100 000 comunidades que podrían beneficiarse de las pasarelas que construye B2P [7]. Esta organización tiene un ambicioso plan de crecer y seguir construyendo más pasarelas por todo el mundo cada año, llegando al objetivo de 100 puentes al año para 2020 [7]. Los manuales de diseño de sus pasarelas son de libre descarga en su página web, de manera que cualquier individuo u organización tiene acceso a ese conocimiento y puede seguir su ejemplo [7]. B2P no solo trabaja donde existe una clara demanda por parte de las comunidades locales, sino también donde existe un compromiso por parte de esas comunidades con ayudar en la construcción de la pasarela y con su mantenimiento a largo plazo.

Estos hechos mostraron la incidencia a nivel social en las comunidades locales de Monte Verde y San Vicente e hicieron hincapié en el objetivo inicial concebido por FHECOR: el de alianza para lograr un desarrollo sostenible que generase un beneficio social y potenciase el crecimiento económico de esas zonas rurales aisladas, consiguiendo el desarrollo de la educación y la reducción de desigualdades sociales. Y todo ello gracias a la simple unión de dos orillas.

9.

AGRADECIMIENTOS

- Bridges to Prosperity
- FHECOR Ingenieros Consultores S.A.
- Equipo Madrid for Madriz
- Equipo San Vicente Footbridge

Bibliografía

- [1] AASHTO. *LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges*. December 2009.
- [2] BRIDGES TO PROSPERITY. *Bridge Builder Manual – Project Development*. 5ª Ed, vol. 1, 2017.
- [3] BRIDGES TO PROSPERITY. *Bridge Builder Manual - Suspension Cable Bridge*. 5ª Ed, vol. 3, 2017.
- [4] SKAT FOUNDATION. *Short Span Trail Bridge Standard: Technical Handbook: how to Build a Short Span Trail Suspension Bridge. Nepal - Department of Local Infrastructure Development and Agricultural Roads. Trail Bridge Section*, 2003.
- [5] Hermansson, V.; Holma, J., "Analysis of suspended bridges for isolated communities". Junio 2015.
- [6] American Institute of Steel Construction (AISC). *Manual of Steel Construction*. 14th Ed.
- [7] Bridges to Prosperity. <https://bridgetoprosperty.org>, 2018 (consultada el 10.11.18)
- [8] GRUPO BANCO MUNDIAL, "Poverty Reduction: How and Where We Work". Febrero 2013. <http://www.worldbank.org/en/news/feature/2013/02/05/povertyreductioninpractice>

Nueva terminal oeste del aeropuerto de Argel

Algiers airport. New west terminal

Iago González Quelle^{*a}, Rosa González Ruiz^b y Horacio Gabriel Pieroni^c

^a *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MEng in Membrane Structures. Qube / Universidad Politécnica de Cartagena. Socio Fundador / Profesor Asociado. Murcia, España*

^b *Ingeniero Técnico de Obras Públicas. Áliva Ingenieros. Directora. Madrid, España.*

^c *Ingeniero Civil. Metra Ingenieros. Director. Buenos Aires, Argentina*

Recibido el 22 de octubre de 2018; aceptado el 20 de mayo de 2019

RESUMEN

En el presente artículo se presenta, fundamentalmente, la concepción estructural y diferentes aspectos específicos de la estructura de la nueva terminal oeste del aeropuerto de Argel. Se trata de una obra de grandes dimensiones, proyectada y ejecutada en un tiempo muy reducido, con la complejidad de encajar un diseño singular en una zona de alta sismicidad. El trabajo realizado por nuestro equipo consistió tanto en el proyecto de la estructura del edificio de la nueva terminal, como en el de otros edificios e infraestructuras auxiliares: viaductos y pasarelas peatonales de acceso, pasarela de conexión entre ambas terminales (nueva y existente), prepasarelas, centrales termofrigorífica y central eléctrica. Es una obra en la que se han empleado distintos materiales estructurales: hormigón armado, pretensado, estructura metálica, y materiales textiles. Debido a lo extenso el proyecto en su globalidad, el artículo se centra específicamente en el proyecto de la estructura de la nueva terminal.

© 2019 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: aeropuerto, sismo, diseño estructural, estructura metálica.

ABSTRACT

In this article, the conceptual design and some specific details of the structural design project the new West Terminal of Algiers Airport are presented. It is a large-scale project, designed and built in a very short time, with the complexity of fitting a singular design in an area of high seismicity. The work carried out by our team consisted both in the structural design project of the new terminal building, and other buildings and auxiliary infrastructures: viaducts and pedestrian access walkways, connection walkway between both terminals (new and existing), boarding bridges, thermo-refrigeration plants and power plant. It was a work in which different structural materials had been used: reinforced concrete, prestressed concrete, steel structures, and textile materials. The article focuses specifically on the project of the structure of the new terminal.

© 2019 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: airport, earthquake, conceptual design, steel structure.

1. INTRODUCCIÓN

La nueva terminal oeste del aeropuerto de Argel forma parte del plan de ampliación del aeropuerto de Argel, que permitirá incrementar su capacidad desde los 12 hasta 22 millones de pasajeros anuales.

El proyecto de la nueva terminal fue adjudicado en 2013 a la unión temporal de empresas formada por Prointec, Llewelyn Davies y Brea. El proyecto de estructura, desde la fase de diseño conceptual hasta su aprobación final, fue desarrollado íntegramente por una *Joint Venture* formada por Áliva Ingenieros, QL Ingeniería (actualmente Qube) y

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: Iago González Quelle i.gonzalez@qubeingenieria.com



Figura 1. Imagen general de la Nueva Terminal Oeste desde la nueva Torre de Control.

Metra Ingenieros. Posteriormente, se participó durante la ejecución como asistencia técnica a la dirección de obra, llevada a cabo por la empresa Prointec.

La obra fue adjudicada en el año 2014 a la empresa constructora China State Construction Engineering Corporation (CSEC) por un importe de 800 millones de Euros. La entrada en servicio de la nueva terminal tuvo lugar en abril de 2019.

1.1. Principales condicionantes del Proyecto.

En todo proyecto se parte de unas premisas y/o condiciones de contorno sobre la base de las cuales se desarrolla una solución que, a juicio del proyectista, es la más razonable para hacer frente a todos estos condicionantes. En el caso particular de este proyecto, los principales condicionantes se pueden resumir a continuación:

Arquitectónicos:

- Se buscaba un especial cuidado en el diseño de los detalles de conexión entre elementos estructurales, especialmente en todos los relativos a la estructura metálica.
- La cubierta de la terminal se definió a partir de una geometría predeterminada, que buscaba un aspecto fluido de la misma, y se impuso la condición de cubrir la totalidad del procesador (aproximadamente 108 m de luz) sin apoyos intermedios.
- En las fachadas se optó por un planteamiento relativamente sencillo que mantuviese una armonía con la modulación con el resto del edificio.
- Necesidad de incorporar, dentro del esquema general, la presencia de tres *Eco-Cell* en el procesador.

Estructurales

- La acción sísmica fue absolutamente determinante a la hora de abordar el proyecto e integrar en el mismo todos

los requisitos habituales de las edificaciones de carácter aeroportuario junto con las soluciones singulares requeridas por el proyecto de arquitectura. Se partía de una aceleración sísmica base (aceleración en el terreno) de 0.50 g.

De Gestión y plazos:

- El proyecto, desde la fase inicial de colaboración en el diseño conceptual con los arquitectos, hasta su aprobación final por parte del CTC (*Organisme National de Contrôle Technique de la Construction*) se desarrolló en un plazo aproximado de unos 10 meses.
- El proyecto se desarrolló por medio de equipo “multinacional”, con culturas de proyecto y procedimientos de trabajo muy diferentes.
- El propio equipo que desarrolló el proyecto de estructura estaba formado por tres empresas diferentes, jóvenes, y localizadas físicamente en tres ubicaciones distintas.

2. PROYECTO DE ARQUITECTURA. DESCRIPCIÓN GENERAL

Desde el punto de vista arquitectónico, se buscaba dotar al edificio de un aspecto fluido, predominando las geometrías curvas en la envolvente exterior, mientras el interior se caracteriza por amplios espacios abiertos priorizando la presencia de luz natural, en línea con las últimas tendencias en diseño aeroportuario.

La nueva terminal consta de dos zonas conceptualmente diferentes e independientes: Procesador y dique. En el primero la superficie en proyección de la planta es de 40 000 m², con unas dimensiones máximas de 324x195 m, y de 11 450 m² en el segundo, con unas dimensiones máximas de aproximadamente 261x45 m. La posición de estas zonas puede apreciarse en la sección longitudinal que se muestra en la [figura 4](#).



Figura 2. Infografía de la nueva terminal oeste del aeropuerto de Argel (© Llewelyn Davies).



Figura 3. Infografía del interior del edificio de la nueva terminal, con las Eco-Cell en la zona central (© Llewelyn Davies)

Desde el punto de vista de su distribución en alzado el edificio se organiza tal y como se indica a continuación:

- Nivel de llegadas: Cota +0.00.
- Planta *Mezzanine*: Cota +4.80.
- Nivel de salidas: Cota +9.00.
- Galería superior: Cota +13.80.

La planta de sótano se dispone a la cota -7.50 en el procesador, y a la -3.50 en el dique. La galería, en el dique, únicamente ocupa una pequeña zona en el extremo más próximo al lado aire. En el procesador, adicionalmente, se dispone una cubierta sobre la galería superior a la cota +18.30. Tanto el nivel de salidas como el de llegadas cubren la práctica totalidad de la proyección en planta del edificio, mientras que el resto de los niveles únicamente la ocupan parcialmente.

Las denominadas *Eco-Cell* son, básicamente, tres patios interiores dispuestos en la zona central del procesador para permitir la entrada de luz natural y constituir una parte muy importante del diseño del interior del procesador.

3. PROYECTO ESTRUCTURAL

3.1. Descripción general de la estructura.

En este apartado se realiza una descripción general de los elementos estructurales más relevantes del nuevo edificio terminal. En apartados posteriores se profundiza en algunos

de los aspectos más relevantes del diseño y cálculo estructural de los mismos.

Dentro de la estructura del nuevo edificio terminal pueden diferenciarse hasta cinco subsistemas estructurales, cada uno de los cuales da respuesta un problema funcional y/o estructural diferente:

Cimentación:

La cimentación, debido a la baja capacidad portante del terreno y a la elevada posición del nivel freático (que alcanzaba la cota -5.00), se proyectó tanto en el dique como en el procesador mediante una cimentación profunda con pilotes (1.20 y 1.50 m de diámetro y longitudes de entre 35.0 y 42.50 m) dispuestos sobre encepados y conectados mediante una losa de cimentación.

Forjados + Estructura Vertical:

El sistema general adoptado como sistema de arriostramiento sísmico en la estructura fue un sistema mixto o dual de pórticos y pantallas de hormigón armado.

Los forjados se resuelven, en general, con unas luces de 9.0 x 9.0 m, con vigas de 0.70 x 0.60 m. En algunas zonas la luz se incrementa hasta los 18.00 m, recurriendo en este caso a vigas de 1.00 o 1.50 m de ancho y 1.20 m de canto.

Entre las vigas se disponen losas macizas de 25 cm de espesor, que se incrementan puntualmente hasta los 28 o 32 cm en algunas zonas muy localizadas.

Eco-Cell.

Las *Eco-Cell* son, básicamente, unos módulos independien-

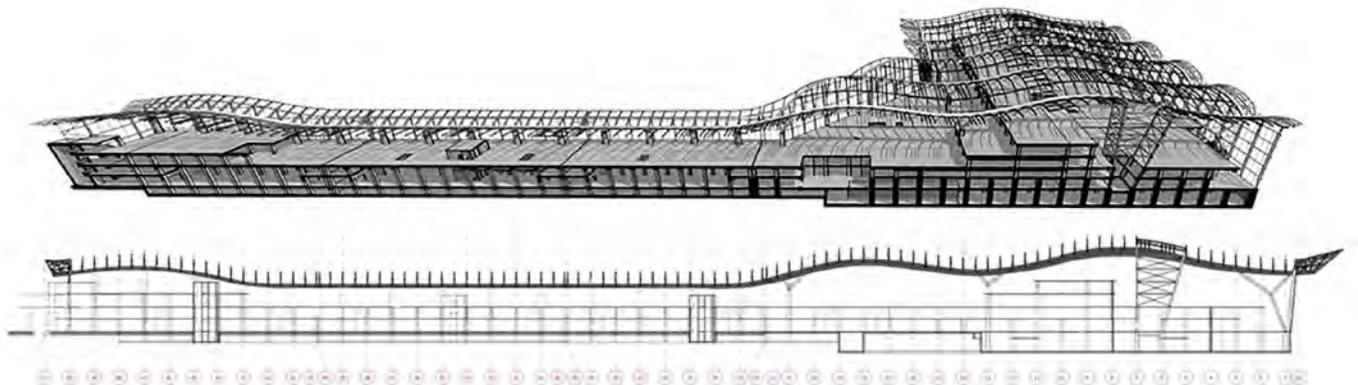


Figura 4. Sección longitudinal del edificio. El dique, a la izquierda, se divide en tres bloques independientes. En la zona derecha, de mayor ancho, se dispone el procesador.

tes de aproximadamente 24 m de altura que funcionan estructuralmente en voladizo. De este modo, no actúan como elementos de arriostramiento de la cubierta maximizando la transparencia visual de las mismas.



Figura 5. Aspecto final de una de las Eco-Cell.

Cubierta.

La cubierta se organiza a partir de un conjunto de pórticos de canto variable dispuestos paralelamente cada 36.0 m. La sección de los pórticos es trapezoidal y variable, con un canto mínimo de 1.25 m, y un canto máximo de 3.25 m. El ancho es igualmente variable, entre 1.45 y 2.45 m.

Los pórticos se conectan transversalmente mediante arcos de directriz circular separados 4.50 m. Estos arcos tienen una sección de tipo doble T entre los pórticos y se resuelven mediante secciones tipo cajón en ambos testeros, donde vuelan 9.00 m desde el plano de fachada. Sobre los arcos se dispone una chapa grecada que salva los 4.50 m de luz y permite la formación de una cubierta tipo Deck.

Los pórticos principales, en proyecto, salvaban una luz de 108.0 m medidos en el arranque de las pilas. La configuración de las pilas reducía notablemente la luz real de cálculo y los esfuerzos en la cubierta:

- *Pilas "Tipo 1"*: Se disponen en la fachada principal (lado tierra) y en ellas pueden identificarse, claramente, dos tramos. En el tramo superior se disponen dos perfiles tubulares circulares paralelos hacia el interior de la terminal y un perfil adicional hacia la fachada, conformando la "V" que, junto con el montante de fachada, actúa como elemento de retenida y permite cerrar el circuito de fuerzas de tracción/compresión. Estos tres elementos confluyen en un nudo central, de acero moldeado, a partir del cual los dos perfiles tubulares principales se dividen en dos. Esta "apertura" de los perfiles tiene lugar, fundamentalmente, para dotar

a la pila de mayor inercia transversal, reduciendo su longitud de pandeo

- *Pilas "Tipo 2"*: Estas pilas cuentan con un tramo inicial de hormigón conectado a los forjados hasta el nivel de la galería comercial. A partir de esta cota, la sección de hormigón continúa hasta el arranque de la pila metálica, en forma de "V", que se realiza a través de una pieza de acero moldeado.

Posteriormente, esta solución fue modificada en la fase de ejecución, sustituyendo las vigas cajón previstas inicialmente por cerchas en celosía. Tras un consenso entre la empresa constructora, la propiedad y la dirección de obra se incluyó asimismo un apoyo intermedio (inicialmente descartado en fase de proyecto por cuestiones de tipo arquitectónico).

En el dique la cubierta presenta un aspecto estético análogo al de la cubierta del procesador, pero con un comportamiento y concepción estructural completamente diferente. Las vigas cajón (también modificadas en la fase de ejecución por cerchas en celosía, para mantener la continuidad visual con el resto de la estructura), dispuestas en las alineaciones centrales del procesador ("R" y "U") reducen su canto en la zona de transición del procesador al dique, en el que continúan con un canto constante de 1.25 m.

Transversalmente a las vigas cajón se disponen, al igual que en el procesador, un conjunto de arcos paralelos con una separación de 4.5 m que, salvan igualmente una luz de 36.0 m. En continuidad con las vigas cajón los arcos de cubierta se prolongan 9.0 m a ambos lados de las mismas, contando con un apoyo puntual en los montantes verticales de la fachada hasta alcanzar el ancho total del dique, de 54.00 m.

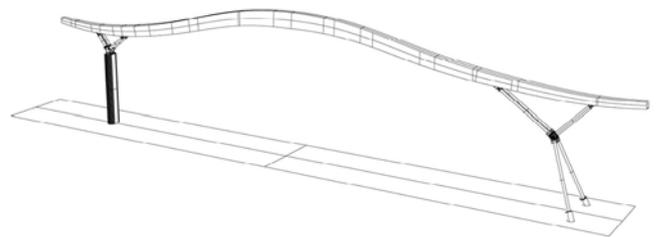


Figura 6. Esquema general de un Pórtico tipo de la cubierta.

Fachadas.

La estructura de las fachadas de la nueva terminal, si bien mantiene un mismo aspecto estético global, presenta en algunos casos un comportamiento pasivo en relación con la estructura principal del edificio, mientras que en otros casos (fundamentalmente en el procesador) también desempeña un papel fundamental en la transmisión de las acciones sísmicas desde la cubierta hasta la cimentación.

La composición de la fachada está formada por un muro cortina autoportante y una estructura secundaria auxiliar, que es la que forma parte del proyecto de estructura, y que presenta las siguientes características:

- *Montantes o elementos principales*: Se disponen de modo general cada 9.00 m, en coordinación con la modulación general del edificio y, salvo en las fachadas laterales,



Figura 7. Imagen general de la cubierta del procesador, con los viaductos de acceso en primer plano.



Figura 8. Cubierta del procesador, durante la fase de montaje, donde puede apreciarse el apoyo central.

con una inclinación de 10° respecto a la vertical. Los montantes están articulados en su arranque y en su coronación. La sección está formada por un cajón armado en el que los tramos adyacentes a las articulaciones son de sección variable, mientras que el tramo central es de sección constante con un canto de entre 500 mm y 1000 mm en función de las zonas.

- *Elementos Secundarios:* Los elementos secundarios se disponen horizontalmente, apoyados en los montantes principales, con una separación de 4.50 m. En estos elementos se interponen cables verticales cada 3.00, con objeto de minimizar los desplazamientos verticales de la estructura. Estos cables están dispuestos cada 3.00 m, reduciendo la luz de cálculo para cargas gravitatorias, mientras que, para los esfuerzos horizontales (sismo y viento), la luz de cálculo es de 9.00 m. Estos elementos son perfiles tubulares de sección rectangular y dimensiones 300x100 mm o 250x100.

En aquellas zonas donde la fachada forma parte activa del sistema de arriostramiento frente a los esfuerzos horizontales

se dispone un conjunto de cruces de San Andrés formadas por parejas de barras de acero S460 y 48 mm de diámetro, giradas 90° entre sí.

3.2. *Criterios de diseño conceptual. Aspectos más relevantes.*

El encaje estructural del edificio fue el resultado de un largo proceso de aproximaciones e iteraciones sucesivas, desde unos primeros conceptos iniciales y modelos de cálculo parciales, hasta desarrollar unos modelos más refinados que reflejaban la estructura, tanto del dique como del procesador en su conjunto.

El presente apartado pretende ilustrar, del modo más esquemático posible, el proceso llevado a cabo para el diseño, encaje y definición de los diversos elementos estructurales que forman parte de la estructura del nuevo edificio terminal.

Los elementos estructurales se presentan siguiendo el mismo orden en el que se fueron estudiando durante la fase de estudio de alternativas y diseño conceptual.

Previamente, teniendo en cuenta que la acción sísmica supuso un aspecto esencial en todo el proceso de diseño del edificio, se realiza una breve descripción de las acciones

sísmicas adoptadas y los condicionantes más destacados desde el punto de vista del diseño sísmico.

3.2.1. Acciones y criterios generales de diseño sísmico.

Argelia es un país con una notable actividad sísmica. El último gran terremoto se produjo en el año 2003, con una magnitud de 6.7 grados en la escala Richter, y un saldo de más de 1000 fallecidos.

El documento que regula las bases de diseño y acciones a adoptar desde el punto de vista sísmico es el "Document Technique Réglementaire DTR C 2-4.8 Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / Version 2003" (en adelante RPA99) [1].

3.2.1.1. Definición de la acción sísmica.

El procedimiento empleado para el análisis sísmico de la estructura fue el método modal espectral, en el que la acción sísmica está representada por medio de un espectro de respuesta (Sa/g), en este caso el definido por la RPA 99:

$$1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) \quad 0 \leq T \leq T_1$$

$$2.5 \eta 1.25 A \left(\frac{Q}{R} \right) \quad T_1 \leq T \leq T_2$$

$$2.5 \eta 1.25 A \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3_s$$

$$2.5 \eta 1.25 A \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) \quad T > 3_s$$

Donde:

- A: Coeficiente de aceleración de zona.
- η : Factor de corrección del amortiguamiento (cuando este es diferente del 5%).
- R: Coeficiente de comportamiento de la estructura (coeficiente de ductilidad).
- T_1, T_2 : Periodos característicos asociados a la categoría del sitio (función del tipo de terreno).
- Q: Factor de "calidad". (factor que depende de las características geométricas del edificio).

El coeficiente de aceleración de zona "A" se determina en función de la zonificación sísmica (0, Ia, Ib, II o III) y del tipo de grupo de uso. La zona de mayor intensidad sísmica es la zona III, que se localiza en el entorno de la ciudad de Argel.

La tabla 1, extraída de la RPA muestra los coeficientes de aceleración de zona en función del grado de importancia del edificio y de la zona sísmica en la que se localiza.



Figura 9. Aspecto general del dique.

TABLA 1

Coefficientes de aceleración de zona en función de la zona sísmica y del grado de importancia del edificio.

Grupo de Uso	Zona Sísmica			
	I	Ila	Ilb	III
1a	0.15	0.25	0.30	0.40
1b	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Como se ha comentado, el edificio se localiza en la zona III, y su categoría de uso corresponde a la 1a. El terreno es de tipo S4, y para el factor de calidad "Q" (dependiente de aspectos como la redundancia, regularidad, etc), adoptó un valor de 1.20. A partir de estos parámetros, y del coeficiente de comportamiento "R", que se expondrá a continuación, se determinó el espectro de respuesta empleado para la determinación de las acciones sísmicas.

3.2.1.2. Sistemas de arriostramiento sísmico.

La normativa RPA99 define una serie de tipologías o sistemas estructurales aceptados, agrupados en función de su capacidad de disipación de energía en función de la naturaleza de los materiales, el tipo de construcción y su capacidad de redistribución de esfuerzos en régimen post-elástico.

Todo edificio proyectado en Argelia debe ajustarse a alguno de estos sistemas y en función de ello se adopta el valor del coeficiente de comportamiento "R" de la estructura con el que se ajusta el espectro de diseño.

Teniendo en cuenta las particularidades del diseño desde el punto de vista arquitectónico y la posibilidad de



Figura 10. Estructura de fachada, en la zona de interconexión entre procesador y dique, en construcción. Se aprecian las parejas de barras del sistema de arriostramiento en primer plano.

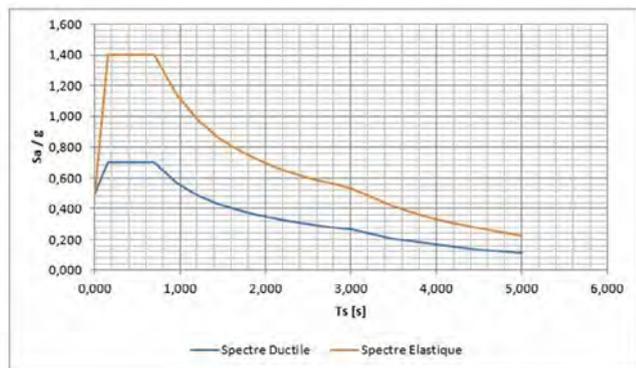


Figura 11. Espectro elástico y de diseño empleado para el Proyecto del nuevo edificio Terminal.

emplear sistemas de arriostamiento sísmico diferentes en las dos direcciones, y también entre distintos subsistemas estructurales (estructuras de hormigón en estructura vertical y forjados, y metálica en cubierta), se disponía de un cierto margen de libertad, siempre que los subsistemas fueran claramente identificables y se pudieran clasificar dentro de alguno de los 17 tipos de sistemas de arriostamiento sísmico aceptados por la normativa. De estos 17 tipos, algunos no podían ser empleados debido a la localización y/o configuración del edificio, lo cual reducía estos tipos a los 12 que se muestran en la [tabla 2](#).

En cualquier caso, la normativa impone la adopción de la ductilidad asociada al sistema más restrictivo y cualquier decisión de adoptar sistemas híbridos, o no claramente asociados a uno de los sistemas establecidos, debía consensuarse previamente con la entidad de supervisión, que en Argelia es obligatoriamente el *Organisme National de Contrôle Technique de la Construction* (en adelante CTC) para todos los proyectos de edificación.

El coeficiente de ductilidad adoptado en el proyecto y los condicionantes que justifican su elección se exponen en el [apartado 3.3.2.1](#) del artículo.

TABLA 2

Sistemas de Arriostamiento Sísmico Aceptados por la Normativa (RPA99) y Coeficiente de comportamiento "R" asociado.

Material Estructural	Categoría	Tipología Estructural	R
Hormigón Armado	2	Sistema de arriostamiento constituido por muros de cortante	3.5
	3	Sistema de arriostamiento constituido por núcleos de hormigón armado	3.5
	4a	Sistema dual de arriostamiento formado por pórticos y muros de cortante de hormigón armado, con justificación de la interacción.	5
	4b	Sistema dual de arriostamiento formado por pórticos y muros de cortante de hormigón armado.	4
	6	Sistema de tipo Péndulo Inverso.	2
Acero	8	Pórticos autoestables dúctiles	6
	9a	Sistema de entramado arriostado por cruces de San Andrés	4
	9b	Sistema de entramado arriostado por elementos tipo "V"	3
	10a	Sistema de arriostamiento dual entre pórticos autoestables dúctiles y cruces de San Andrés	5
	10b	Sistema de arriostamiento dual entre pórticos autoestables dúctiles y elementos tipo "V".	4
	11	Pórticos en voladizo	2
Otras Estructuras (Compuestas por Combinaciones de Diversos Materiales)	13	Estructuras metálicas arriostadas mediante diafragmas.	2
	14	Estructura metálica arriostada por núcleos de hormigón armado	3
	15	Estructura metálica arriostada por muros de cortante de hormigón armado	3.5
	16	Sistema de arriostamiento combinado entre un núcleo de hormigón armado interior y pórticos metálicos en fachadas	4

3.2.1.3. Criterios para el encaje sísmico de la estructura.

Como es habitual en todo país sensible desde el punto de vista sísmico, un criterio fundamental a la hora de abordar el encaje estructural de una estructura de edificación es la limitación de las deformaciones horizontales bajo la acción del sismo. El apartado 5.10 de la RPA99 especifica que el desplazamiento relativo entre dos plantas no debe superar un 1.0 % de la altura de la planta. Este desplazamiento se calcula como: $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$, donde:

δ_{ek} : Desplazamiento debido a las fuerzas sísmicas, para el espectro de cálculo.

R: Coeficiente de comportamiento de la estructura (coeficiente de ductilidad).

Adicionalmente, existen otro tipo de verificaciones que deben realizarse en fases más avanzadas del diseño, y que en algunos casos pueden suponer también reajustes en las dimensiones o configuraciones de determinados elementos estructurales.

Otro condicionante que establece la RPA99 (artículo 7.4.3.1), es la limitación del esfuerzo axial reducido ($v = Nd / (Bc \cdot fc, 28)$) a un valor inferior a 0.30 bajo la acción del Estado Límite Accidental de Sismo. La dimensión de los pilares, por lo tanto, viene fijada directamente por este criterio en función de su nivel de sollicitación axial.

3.2.2. Diseño conceptual de la estructura.

3.2.2.1. Cubierta

Los primeros estudios llevados a cabo tuvieron lugar para realizar una primera aproximación al diseño conceptual y encaje de la cubierta, estableciendo un primer rango de dimensiones para los elementos estructurales en función de la geometría y acciones que solicitaban la estructura. La modulación se estableció en base a 8 o 9 metros, un rango de luces habitual en infraestructuras aeroportuarias, a partir del cual se analizaron soluciones con distancias de entre 36.00 y 45.00 m entre los pórticos principales. La cubierta debía salvar la luz existente entre las

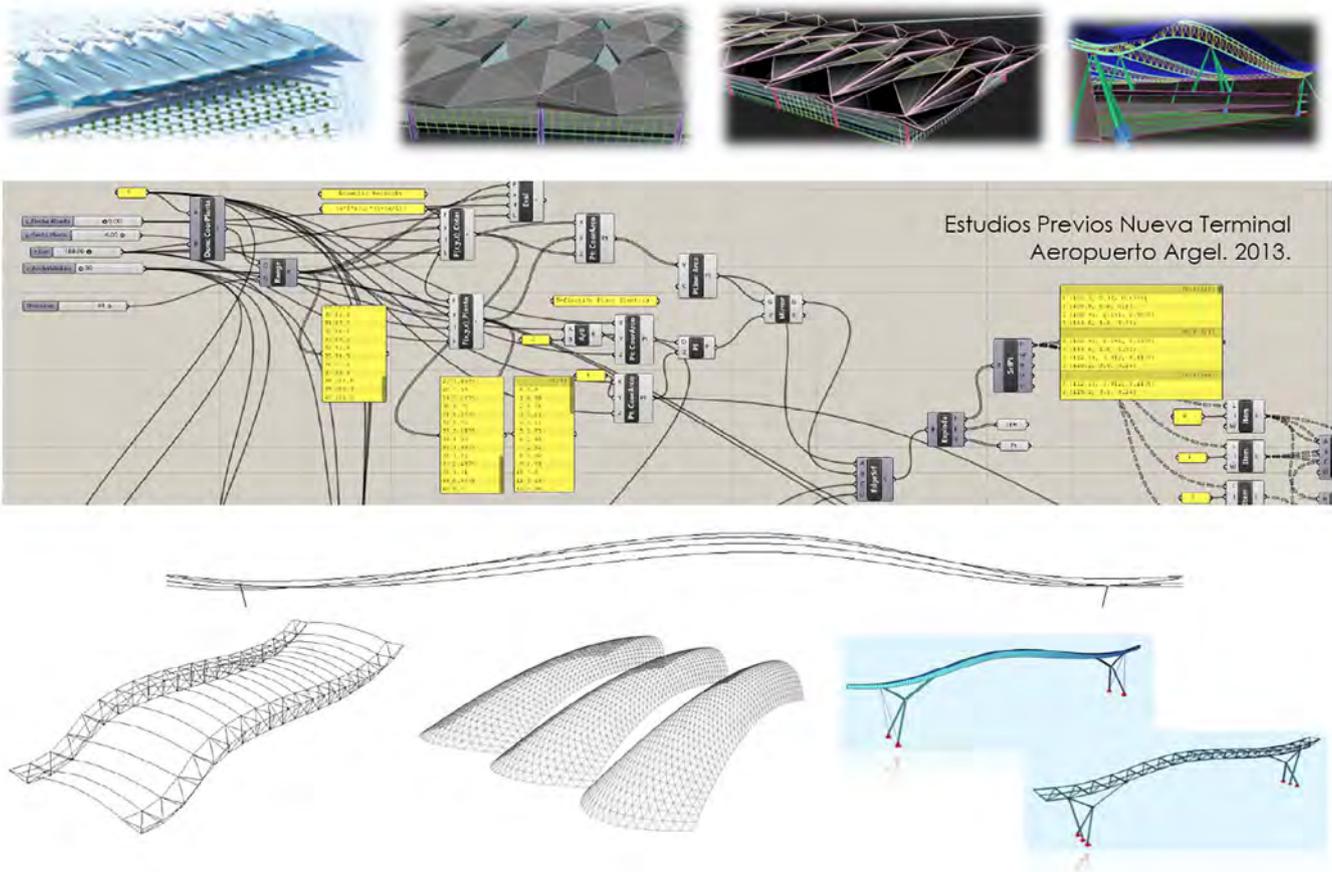


Figura 12. Esquema general de estudios previos y modelos parciales para el encaje de la cubierta del nuevo edificio terminal. En la zona superior de la imagen se muestran las tres alternativas arquitectónicas analizadas (izquierda: malla monocapa de doble curvatura; centro: cubierta tipo origami; derecha: pórticos principales y estructura secundaria transversal). En la zona central de la imagen se muestran los algoritmos de programación visual con Grasshopper, que permitían controlar las diversas alternativas geométricas. En la zona inferior de la imagen se muestran algunos de los modelos geométricos y estructurales generados a partir de la programación visual (superior: variaciones geométricas de la curvatura de la cubierta; izquierda: pórticos tipo celosía, centro: malla monocapa; derecha: modelos de cálculo tipo pórtico y tipo celosía).

fachadas principales (lado tierra y lado aire) sin disponer apoyos intermedios, y la geometría debía mantenerse afín a curva tipo *spline* prefijada inicialmente en base a criterios arquitectónicos.

Se analizaron hasta tres tipologías diferentes de cubierta, cada una de ellas con diversas variantes:

- Alternativa 1: Malla espacial monocapa con doble curvatura.
- Alternativa 2: Cubierta tipo origami.
- Alternativa 3: Sistema de pórticos principales y estructura secundaria transversal, formada por arcos de directriz circular.

Durante esta fase fue fundamental la versatilidad que permite aplicar software de diseño paramétrico, conectado directamente con el *software* de cálculo, en este caso Sofistik. Se empleó Grasshopper [13], un plugin para Rhinoceros [12] que permite, mediante programación visual, definir parámetros y reglas que permiten modelar en 3D una geometría de forma intrínseca. De esta manera, una vez establecido el proceso, al modificar los parámetros establecidos (curvatura, número de elementos, etc.), la geometría se actualiza automáticamente y se transfiere al modelo de cálculo.

El diseño paramétrico es un proceso basado en un esquema algorítmico que permite expresar parámetros y reglas que definen, codifican y aclaran la relación entre los condicionantes del diseño y el aspecto final resultante.

Se trata, por lo tanto, de una herramienta que permite recurrir a la capacidad de proceso de datos de un ordenador para resolver rápidamente problemas geométricos que manualmente consumirían muchísimo tiempo. Con medios tradicionales, la modificación del más mínimo elemento en esta geometría hubiera sido una tarea infinitamente larga y tediosa.

Gracias a la conexión directa entre Grasshopper-Rhinoceros y Sofistik, se logró una gran agilidad en el encaje inicial de la cubierta. En este sentido, además de analizar diversas configuraciones geométricas, para cada una de ellas se pudieron plantear ligeras variaciones, todo ello con objeto de evaluar la mejor alternativa desde el punto de vista del comportamiento estructural.

De entre las tres tipologías de cubierta analizadas finalmente se optó por la 3, correspondiente a un sistema de pórticos principales y estructura secundaria transversal, para la que se desarrollaron una serie de análisis específicos consistentes en:

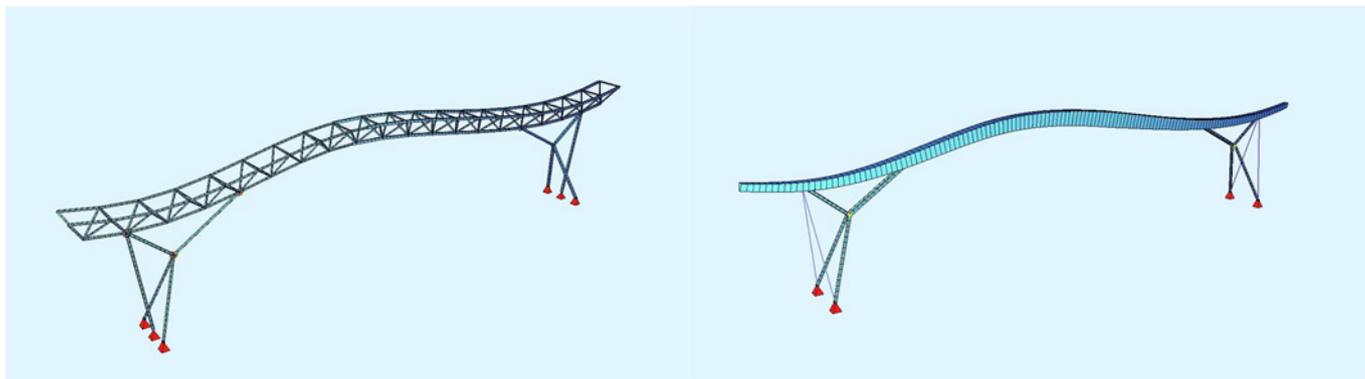


Figura 13. Modelo de cálculo de pórticos. Alternativa 3a (vigas en celosía) y 3b (vigas cajón).

- Geometría de pilas y, por tanto, de apoyos de las vigas principales de cubierta.
- Disposición de apoyos intermedios.
- Tipología de los pórticos principales.

En una primera aproximación se desarrollaron modelos de cálculo que únicamente contemplaban la cubierta, sin evaluar la influencia de la rigidez de las pilas en el diseño. Estos modelos, sin embargo, sí analizaban diversas configuraciones de apoyos con objeto optimizar las leyes de esfuerzos a las que se encontraba sometida la viga de cubierta.

Se evaluaron soluciones mediante cerchas en celosía (alternativa 3a) para los pórticos principales que, para las luces analizadas suponían recurrir a cantos importantes (del orden de 6-7 m en las zonas más solicitadas). Este hecho planteaba problemas de compatibilidad con la arquitectura, ya que la altura de las plantas es limitada y la proporción geométrica entre cercha y espacio inferior quedaba fuera de escala.

Manteniendo el concepto inicial se optó por una alternativa a la celosía que permitía resolver la cubierta con menor canto. Esta alternativa (3b) consistía en la disposición de una viga tipo cajón metálica con sección trapezoidal. Se propusieron ligeras variaciones de la geometría inicialmente fijada por los arquitectos, que debido a la relación entre esfuerzos axiales y momentos flectores permitía optimizar el nivel tensional en la viga. Se adoptó un canto variable que permitía un buen nivel de ajuste a las solicitaciones actuantes y cumplía a la perfección con los requisitos arquitectónicos. Las alternativas 3a y 3b se muestran en la [figura 13](#).

Como fruto de este análisis, se concluyó asimismo que la disposición de unas pilas en “V”, con la correspondiente disposición de elementos de retenida, permitía reducir notablemente la luz de cálculo de las vigas de cubierta, al generar un empotramiento parcial en ambos extremos por medio de un par de fuerzas de compresión/tracción.

Los primeros encajes se realizaron a partir de modelos de cálculo del pórtico individual, mientras que en fases posteriores se fueron ampliando sucesivamente para poder analizar con más detalle los efectos de las acciones verticales y de las horizontales.

Transversalmente a los pórticos, y siguiendo los criterios del proyecto arquitectónico, se proyectaron arcos transversales que finalmente se resolvían mediante perfiles armados con sección doble T con un tramo inicial de canto variable. Se

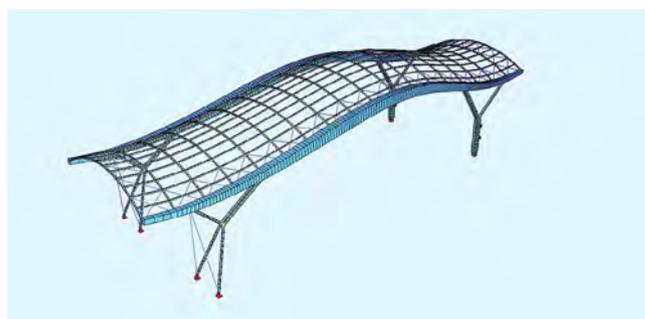


Figura 14. Modelo de cálculo de un módulo de cubierta completo.

estudió con detalle si la unión a las vigas cajón debía ser empotrada o articulada. Se comprobó que desde el punto de vista de los niveles tensionales estos eran prácticamente los mismos, mientras la solución empotrada contribuía notablemente a mejorar el comportamiento general de la cubierta frente a la acción sísmica.

La disposición de los arcos fue también un acierto desde el punto de vista del comportamiento de la cubierta frente a los esfuerzos térmicos, ya que permitía mitigar casi completamente el efecto de los mismos debido a su flexibilidad, algo especialmente relevante teniendo en cuenta que los 324 m de longitud de la misma se resuelven sin juntas de dilatación.

En lo relativo a las pilas, se partía de una serie de condicionantes (funcionales y estructurales) que permitían definir unas condiciones de contorno iniciales y, con ello, unas primeras vías a explorar que se irían concretando en fases posteriores, a medida que se iba avanzando en el diseño del edificio:

- El proyecto de arquitectura buscaba que estos elementos formaran parte muy activa en la configuración del aspecto interior del edificio.
- La altura del edificio era relativamente baja en relación con las luces y aspecto general de la cubierta. En la fachada principal, sin embargo, a partir del nivel de salidas no estaba prevista la ejecución de ningún forjado, lo cual suponía una altura aproximada de 21.00 m para las pilas.
- Teniendo en cuenta la magnitud de la acción sísmica, era patente que la cubierta estaría sometida a empujes muy importantes en ambas direcciones.

A partir de estas premisas, y de la configuración general del edificio, debían abordarse los criterios generales a la hora de definir estos elementos:

- En la dirección longitudinal de los pórticos, las pilas debían tener gran rigidez ya que constituían el único elemento resistente frente a los esfuerzos horizontales.
- Transversalmente, si bien podría mantenerse este criterio, podía contarse con la colaboración de la fachada como elemento resistente frente a los esfuerzos horizontales. En este caso, esta pasaría a ser parte activa en el diseño de la cubierta.

Basándose en estos principios, se estudiaron alternativas tanto en hormigón armado como con estructura metálica. Se tuvieron en gran consideración conceptos desarrollados en otros proyectos como el hangar de Orvieto [15], proyectado por Pierluigi Nervi, y el edificio principal de Feria de Frankfurt [14], proyectado por Grimshaw Architects con la colaboración de Schlaich Bergermann & Partners.

Las pilas, por lo tanto, pasan a formar parte del sistema de arriostramiento sísmico de la cubierta, que se diseñó a partir de los conceptos básicos incluidos en los párrafos previos.

En la dirección del pórtico, desde un primer momento estuvo claro que inclinar las pilas reduciría los esfuerzos de flexión y favorecería los de compresión para la transmisión de esfuerzos horizontales, además de favorecer la imagen arquitectónica que se buscaba. Esto era viable en las pilas adyacentes a la fachada principal del edificio.

En la zona opuesta, los condicionantes eran diferentes, ya que al disponerse los forjados las pilas estarían conectadas con la estructura de hormigón hasta la cota +13.80, reduciendo notablemente la altura de las mismas al poder transmitir estas las fuerzas horizontales a la estructura de hormigón a partir de esta cota. Partiendo de estos condicionantes, la pila se continuó en hormigón hasta la cota +16.00, a partir de la cual arrancaba el tramo metálico en forma de “V”, formado por cuatro perfiles tubulares de 700 mm de diámetro que se articulaban en la conexión con la cubierta.

Obviando el diseño de las pilas conectadas a los forjados, que presentaban un diseño más simple, se describe a continuación con un poco más de detalle el esquema de funcionamiento de las pilas dispuestas en la fachada principal del edificio.

En dirección longitudinal se ha comentado previamente la conveniencia de inclinar las pilas, por lo que el quiebro existente a mitad de su altura surgió de modo casi natural para evitar la interferencia con los forjados. A su vez, en este nudo se generaba, igualmente de modo natural, el arranque del puntal de retenida, que a su vez recoge los esfuerzos de tracción debidos a las cargas verticales de la cubierta.

Transversalmente la transferencia de cargas no era tan evidente. Por un lado, los pórticos individuales tenían una importante rigidez transversal, lo cual generaba importantes esfuerzos en cada pórtico. Por otro lado, no se deseaba que las pilas tuviesen una presencia visual excesiva. Por lo tanto, las pilas se diseñaron intencionadamente flexibles transversalmente en la conexión con los pórticos, con objeto de maximizar su esbeltez.

De este modo la transferencia de carga horizontal era reducida en la zona superior de las pilas, lo cual permitía derivarla hacia la fachada. A media altura, y una vez transferida

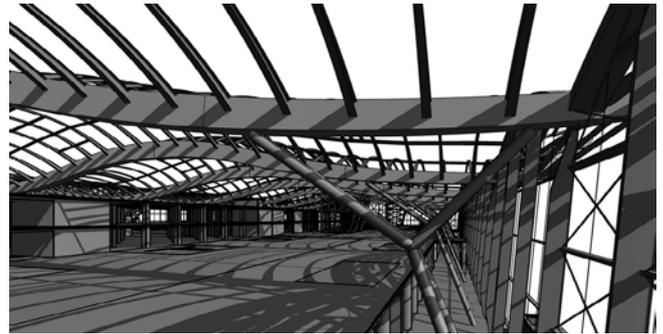


Figura 15. Vista interior de la estructura del procesador.



Figura 16. Esquema de general de fuerzas en las pilas principales de apoyo de la cubierta.

esa carga a las fachadas, se genera una “V” invertida que fundamentalmente permite dotar a la pila de mayor inercia transversal con objeto de reducir su longitud de pandeo.

La flexibilidad transversal de las pilas permitía, por lo tanto, transferir los esfuerzos transversales a la fachada. Estos esfuerzos, en el plano de la fachada, se transmiten longitudinalmente por medio de los “arcos de fachada”, unos potentes elementos con sección cajón que cumplen una triple función: son los elementos de transferencia de fuerzas horizontales en el plano de la fachada, permiten fijar en coronación los montantes verticales de la fachada y los cables de cuelgue de los montantes horizontales de la misma, y actúan como elemento de apoyo de la subestructura de los grandes voladizos de la fachada, colaborando en el sistema de arriostramiento horizontal del plano de la cubierta.

La transmisión de los esfuerzos horizontales a los muros perimetrales se realiza a través de cuatro módulos que se encuentran arriostrados mediante cruces de San Andrés.



Figura 17. Aspecto general de la fachada principal durante su construcción. En la zona superior de la imagen, esquema resistente de la misma.



Figura 18. Posición de las juntas de dilatación en los forjados. La zona sombreada en azul corresponde al procesador, mientras que la zona sombreada en verde corresponde al dique

En la zona de la cubierta más próxima al dique, la interferencia con los forjados del edificio demandó la concepción de unas pilas tipológicamente más simples, realizadas mediante una sección de hormigón armado que permitía tanto el apoyo de los forjados como del de la cubierta, por medio de un plinto dispuesto sobre el nivel superior de los forjados. Conceptualmente son muy similares a las pilas de hormigón descritas previamente para la zona del procesador.

La cubierta, teniendo en cuenta los requisitos funcionales y de diseño de la misma, se proyectó sin juntas en el procesador y con dos juntas en el dique (coincidentes con las previstas en la estructura de hormigón). La posición de estas juntas se muestra en la [figura 18](#).

3.2.2.2. Estructura vertical.

Esquema resistente frente a acciones horizontales

En lo relativo a la estructura vertical del edificio y al esquema resistente frente a las acciones horizontales, este estaba

condicionado principalmente por la geometría y disposición de los elementos estructurales, y esta, a su vez, está condicionada por la disposición de las juntas de dilatación. Por ello, se introduce brevemente este apartado haciendo referencia a los criterios de disposición de las mismas.

El proyecto trató de equilibrar un compromiso entre la eliminación de juntas (positiva desde el punto de vista sísmico) y las dimensiones máximas razonables entre juntas (que resulta en una mayor exigencia frente acciones térmicas y reológicas).

El planteamiento del problema, de manera breve, es el siguiente: en un edificio, en condiciones normales, los forjados intentarán disminuir sus dimensiones por acción de la retracción y de los descensos térmicos. Este acortamiento no se produce (prácticamente), en la cimentación y es considerablemente menor en los forjados bajo rasante. En consecuencia, los elementos de la estructura vertical dispuestos sobre rasante se ven sometidos a esfuerzos

derivados de dicho efecto. La presencia de núcleos rígidos complica la determinación de la magnitud de los esfuerzos actuantes al tratarse de un problema de tipo no lineal. Estos aspectos se tratan con más detalle en el apartado 4.3.2.1 del artículo.

La existencia de un nivel freático elevado implicaba un muro perimetral de sótano con una exigencia adicional de estanqueidad, por lo que se adoptó la decisión de proyectar un edificio sin juntas entre cimentación y planta baja, materializando únicamente juntas en los niveles superiores.

Teniendo en cuenta estas consideraciones, la disposición final de juntas tanto en el procesador como en el dique fueron las indicadas a continuación:

Procesador:

- No se proyectaron juntas en cimentación, muros perimetrales y forjado de planta baja.
- Se dispusieron dos juntas de dilatación en los forjados, a una distancia de 126 m de las fachadas laterales, resultando por lo tanto tres bloques de 126+72+126 m. La anchura máxima de las juntas, de 0.40 m, tiene lugar en la cubierta de la zona destinada a las salas VIP (cota +18.50).

Dique:

- Se dispusieron dos juntas en los forjados que delimitaban tres bloques de 70+90+90 m de longitud. Estas juntas, como se ha comentado, se proyectaron tanto en la estructura de hormigón (ancho máximo 0.20 m, en el nivel de salidas, cota +8.90) como en la cubierta metálica (ancho 0.55 m).

Adicionalmente, se dispuso una junta entre el dique y el procesador, como se puede apreciar en la [figura 18](#).

En todos los casos, debido a la magnitud de los esfuerzos y desplazamientos, las juntas se materializaron duplicando la estructura portante a ambos lados, de tal modo que puedan producirse movimientos independientes de los bloques en ambas direcciones.

El sistema de arriostramiento sísmico adoptado para la estructura de hormigón fue un sistema mixto de pantallas y pórticos (sistema 4a) según la RPA99. La adopción de este tipo de sistema vino prácticamente determinada por la disposición geométrica del edificio, ya que otros sistemas no se adecuaban a los condicionantes sísmicos y/o funcionales del mismo.

- Procesador: Para cada uno de los módulos delimitados por las juntas de dilatación se proyectó un sistema de núcleos de hormigón, dispuestos buscando simetría y coincidencia del centro de masas con el centro de inercia a torsión, y que permitían incrementar la rigidez de la estructura para hacer frente a los esfuerzos sísmicos solicitantes con unos niveles de deformación inferiores a los prescritos en la RPA99.
- Dique: Dentro de cada sector se diseñó un sistema resistente principalmente en base a muros de cortante. En la dirección transversal al dique estos muros de cortante están conectados, a su vez, mediante dinteles conformando un conjunto de pantallas acopladas.



Figura 19. Disposición de los elementos principales del sistema de arriostramiento sísmico.

3.2.2.3 Estructura horizontal (Forjados)

La estructura horizontal se resolvió de manera típica sobre pilares en disposición de 9x9 y 9x18. A partir de la experiencia previa del equipo de estructuras en varias obras de similares características, se realizó un análisis tipológico pormenorizado para el que se analizaron las siguientes alternativas:

- Estructura de Hormigón Armado: Es muy versátil y con la disposición de pilares de proyecto se podían plantear varias alternativas que han demostrado sus cualidades dando muy buenos resultados tanto desde el punto de vista de proyecto, como en la obra y durante la vida útil del edificio.
 - Losas macizas planas o forjados reticulares: Las soluciones tipo losa maciza o losa maciza con capiteles (con matices) están prohibidas por la normativa sísmica argelina, por lo que fueron descartadas, ya que en cualquier caso no son adecuados como sistema de disipación en zonas de alta sismicidad.
 - Forjados de Hormigón Prefabricado: Se analizaron soluciones a base de módulos de prelosas y con placas alveolares y vigas. Ambas opciones se descartaron una vez que no podía garantizarse el desarrollo de uniones que garantizaran adecuadamente la continuidad necesaria de esfuerzos/armados, sin implicar soluciones de una elevada complejidad constructiva.
- Estructura de hormigón pretensado: Al igual que la estructura de hormigón armado esta opción es muy

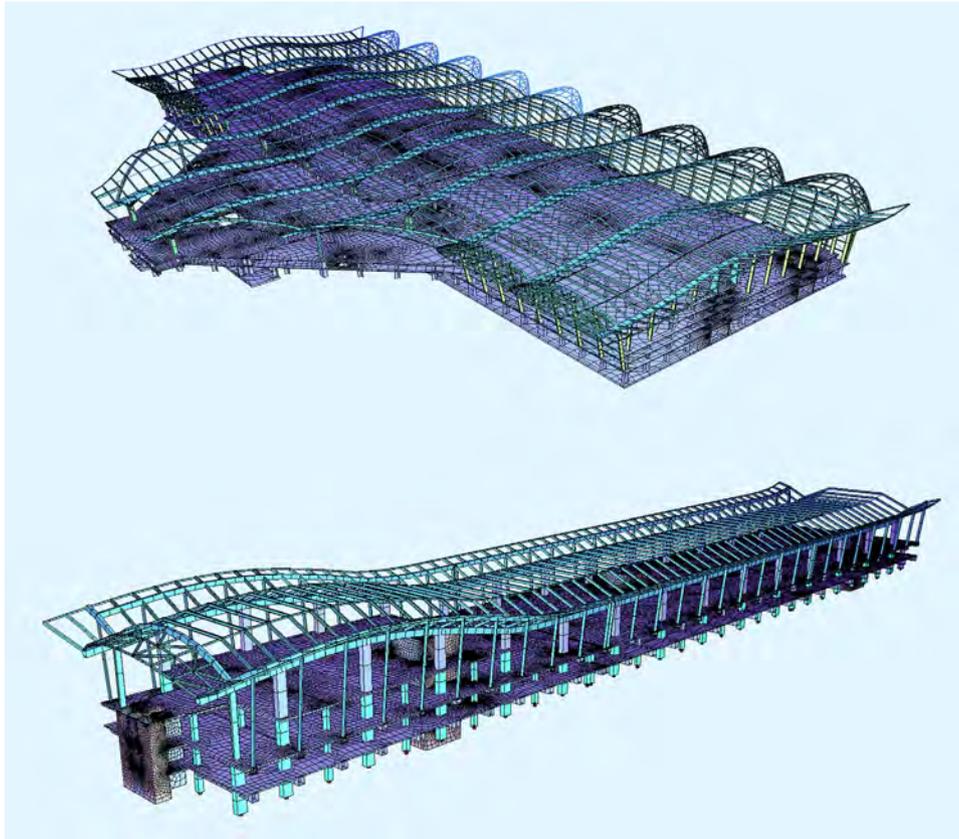


Figura 20. Modelos de cálculo desarrollados para el análisis del procesador y la sección final del dique.

versátil, fundamentalmente en la disposición de pilares. Tiene como ventaja principal la reducción de cantos y pesos respecto de la solución en hormigón armado y, como principal contra, la falta de flexibilidad inherente a la utilización de pretensado en un proyecto.

- Se analizaron soluciones en las que se pretensaban únicamente las vigas o vigas + losa. En cualquier caso, esta solución se descartó tanto en el primer caso, al estar sometidas las vigas a inversiones de momentos (debido a la elevada magnitud de las acciones de tipo sísmico), como en el segundo caso, por la dificultad que presentaba para acomodar cambios durante la fase de proyecto (que eran constantes, debido a lo ajustado de los plazos) y durante la fase de obra.
- Estructura mixta: Era una solución conceptualmente distinta a las anteriores. Se descartó debido a la necesidad de recurrir a un canto más elevado (lo cual suponía problemas de interferencia con la arquitectura/instalaciones) y a la mayor desventaja desde el punto de vista económico, tanto por el propio coste de los elementos estructurales, como por los derivados de la protección adicional frente al fuego.

El sistema estructural finalmente adoptado, como se ha comentado, es un sistema de pórticos de hormigón armado en dos direcciones con luces tipo de 9.0 x 9.0 m. Las vigas son, en general, de 0.70x0.60 m y entre ellas se dispone una losa maciza de 25 cm de espesor. En aquellas zonas en las que, por requisitos funcionales, las luces debían incrementarse

hasta los 9.0x18.0 m se dispusieron vigas de 1.00x1.20 m y el espesor de la losa del forjado se incrementa hasta los 28-35 cm en función de las zonas.

3.3. Análisis Estructural.

3.3.1. Modelos de cálculo realizados.

Para el análisis estructural de la terminal, una vez realizado el proceso de encaje expuesto previamente, se desarrollaron modelos de cálculo globales de los edificios mediante el software Sofistik.

Se trataba de modelos híbridos de elementos finitos tipo placa y elementos finitos tipo barra que representan la geometría real y acciones de cada una de las subestructuras de la nueva terminal. A partir de estos modelos se obtuvieron los esfuerzos para el dimensionamiento de vigas, forjados, pilares, núcleos y estructura metálica.

En cualquier caso, estos modelos de cálculo globales se siguieron complementando con modelos de contraste simplificados, que permitían realizar cálculos más rápidos y verificar que los resultados que se estaban obteniendo eran coherentes con lo teóricamente esperado.

3.3.2. Cimentación.

La campaña geotécnica realizada y los datos de la terminal adyacente confirmaron desde un primer momento la necesidad de recurrir a cimentaciones de tipo profundo en toda la terminal. Asimismo, la presencia elevada del nivel freático determinó una solución mediante pilotes, dispuestos

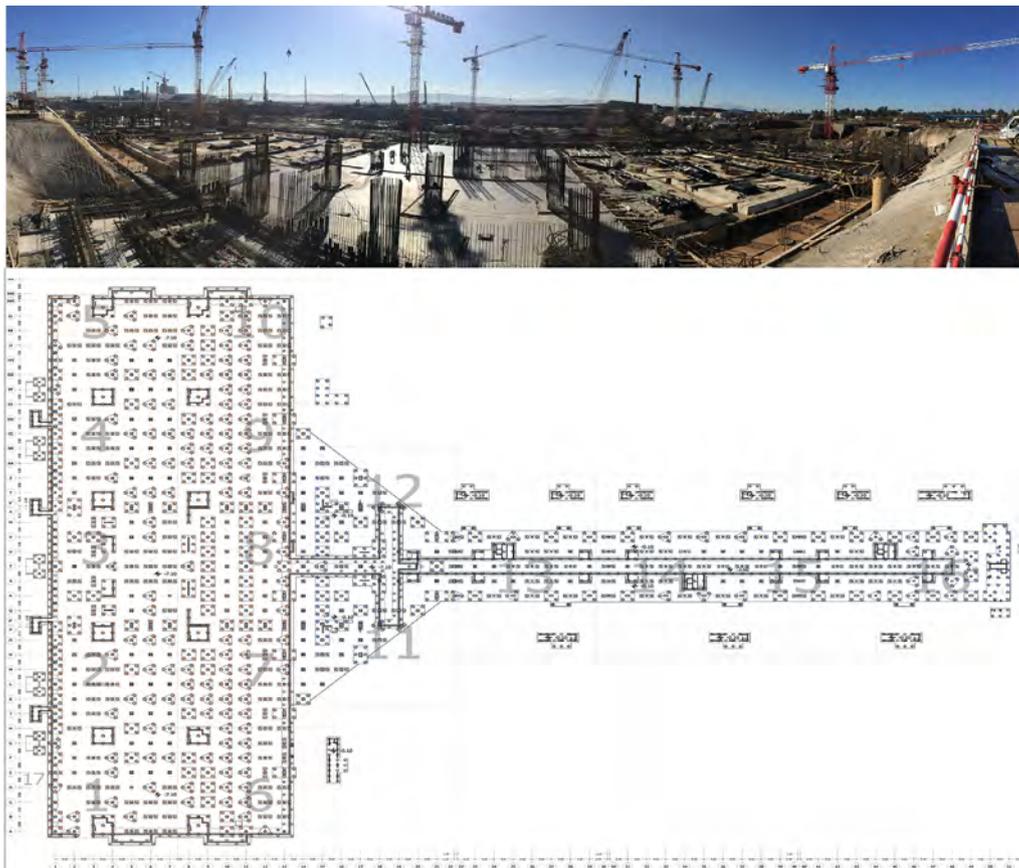


Figura 21. Imagen general de la obra durante la ejecución de las cimentaciones. Planta general de la cimentación.

sobre encepados, que se encuentran conectados por medio de una losa maciza de 0.60 m de espesor que permite la transmisión vertical de cargas verticales (gravitatorias y de subpresión) a los elementos de cimentación adyacentes.

Los pilotes se proyectaron con diámetros de 1.20 y 1.50 m, con una longitud de 35 m en el procesador y de 41.50 m en el dique.

Al igual que otros elementos de la estructura, el dimensionamiento de los pilotes fue objeto de un proceso iterativo y de aproximaciones sucesivas:

- A partir del modelo de cálculo global se obtienen las envolventes de esfuerzos máximos en la base de cada pilar, núcleo o muro de cortante.
- La transmisión de cargas a los pilotes se realiza a partir de una distribución de encepado rígido (con pilotes articulados en el encepado, tal como se especifica en el DTR 2.33-2, 4.5.2).
 - Los momentos flectores (provenientes de las cargas horizontales globales -sísmicas especialmente), por lo tanto, son repartidos por cada encepado si bien se permite cierta redistribución adicional de esfuerzos a través de la losa de cimentación.
- Para la obtención de los esfuerzos horizontales se tiene en cuenta la contribución de los pilotes a partir del cálculo de la interacción suelo-estructura.

La clave de este proceso, fundamentalmente, era la obtención adecuada de los esfuerzos en los pilotes. Estos esfuerzos, por

otra parte, vienen derivados directamente de la magnitud de la acción sísmica, que a su vez viene determinada entre otros factores por la rigidez de la cimentación. Por lo tanto, estimar correctamente la rigidez de la cimentación [8] era necesario con un doble objetivo:

- Por un lado, los pilotes al ser elementos deformables longitudinal y transversalmente, permiten modificar la respuesta sísmica del edificio haciéndolo más flexible y, por lo tanto, reduciendo la magnitud de los esfuerzos horizontales en el mismo.
- Por otro lado, esta reducción de la acción sísmica incide directamente en las reacciones y, por lo tanto, en el diámetro y longitud de los pilotes ya que las reacciones verticales en los mismos están muy influenciadas por la magnitud de los esfuerzos horizontales derivados de la acción sísmica.

Por lo tanto, se llevó a cabo un proceso que permitía la obtención de la rigidez en cabeza de los pilotes individuales (vertical y horizontal) y a partir de ella la rigidez vertical, horizontal, y al giro de los encepados de pilotes que conformaban la base de cada pilar y de cada núcleo. Estas rigideces se introducían posteriormente en el modelo de cálculo global.

El proceso llevado a cabo consistió en la aplicación de un cálculo no lineal, mediante el *software* SAP2000, a partir de un modelo de Winkler, considerando la plastificación del suelo y la naturaleza estática o dinámica (bajo condiciones

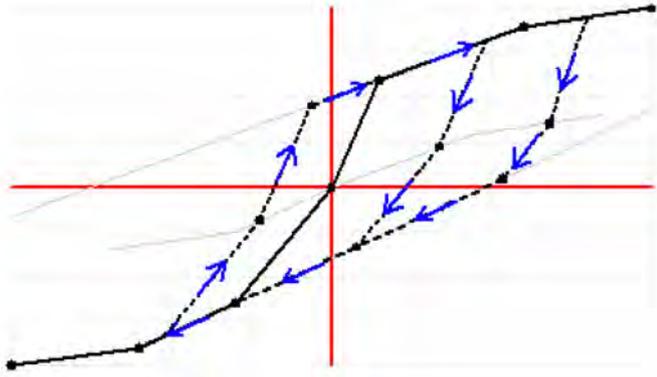


Figura 22. Modelo de comportamiento suelo-estructura. (Eje horizontal: Desplazamiento, m; Eje vertical: Reacción, KN).

no drenadas) de la carga. Se consideró asimismo la posible pérdida de rigidez por fisuración de la sección de hormigón, que no afectaba significativamente a los resultados obtenidos.

3.3.2.1. Estructura vertical.

Tal y como se ha comentado previamente, se emplearon diferentes tipos de sistemas de arriostramiento sísmico en la estructura del edificio terminal. Si bien podría justificarse la adopción de una ductilidad diferente para la estructura de hormigón y la estructura metálica (en el procesador, no en el dique), ya que sísmicamente presentaban comportamientos totalmente independientes, se acordó con el CTC la adopción de un único coeficiente de comportamiento “R”, que fue finalmente de 2, condicionado al sistema estructural más restrictivo que era el tipo 5 “*console verticale à mases réparties*”, uno de los sistemas de arriostramiento de la cubierta.

La disposición prevista en las juntas de dilatación divide la estructura en sectores independientes desde el punto de vista estructural, ofreciendo una solución de compromiso entre la respuesta de la estructura frente al sismo y frente a los esfuerzos térmicos y reológicos.

La principal problemática cuando se proyectan longitudes importantes (en este caso hasta 190 metros) sin juntas de dilatación es la repercusión de los esfuerzos térmicos y/o reológicos sobre la estructura vertical [6], [7]. En este caso, la problemática se incrementaba por la necesidad de disponer elementos rígidos (núcleos) para generar rigidez suficiente frente a las deformaciones de tipo sísmico. Esto suponía, sin embargo, un problema desde el punto de vista de los esfuerzos térmicos y reológicos, ya que estos elementos concentraban los esfuerzos debidos a estos efectos debido a su rigidez. Adicionalmente, unos esfuerzos excesivos en los núcleos llevarían asociada una gran dificultad para encajar la cimentación de los mismos dentro de un rango constructivamente aceptable.

Por ello, en primer lugar, se realizó un análisis de sensibilidad, teniendo en cuenta los esfuerzos verticales y horizontales en servicio, para evaluar la repercusión de los esfuerzos horizontales en el comportamiento de la estructura. A partir de los diagramas momento-curvatura de los núcleos, y mediante un análisis no lineal simplificado del comportamiento de los pórticos, se actualizaron los modelos de cálculo asumiendo una pérdida de rigidez en

determinados elementos estructurales en fase de servicio. Esta pérdida de rigidez suponía modificar el comportamiento de la estructura en el análisis modal-espectral llevado a cabo para la obtención de los esfuerzos debidos a la acción sísmica. De este modo, el reparto del cortante debido a la misma se distribuía, aproximadamente, en un 80% / 20% entre pilares y núcleos, respectivamente. Con los esfuerzos obtenidos se dimensionaron los elementos de la estructura vertical frente a los esfuerzos de flexión y cortante, siguiendo los criterios establecidos en la RPA99 en cuanto a cuantías mínimas y disposición de elementos constructivos.

Una vez realizado el diseño final de los distintos elementos estructurales mediante un modelo de cálculo que incorporaba las hipótesis indicadas en el párrafo precedente, se realizó una evaluación de la capacidad última de la estructura, con objeto de validar las hipótesis de fisuración de elementos y redistribución de esfuerzos adoptadas en dicho modelo. Para ello se realizó un análisis no lineal estático complementario de tipo *Push-Over*. Se adoptó esta metodología, debido a la existencia de reglamentos (ATC-40 [3], FEMA 356 [2], Eurocódigo 8 [4]) que contienen el respaldo y criterios normativos precisos para su aplicación en una estructura de esta envergadura. Los objetivos eran:

- Comprobar la capacidad estructural global de la solución adoptada frente a solicitaciones sísmicas mediante un modelo basado en la capacidad de rotación que es capaz de desarrollar la estructura mediante la formación de rótulas plásticas.
- Verificación de la aptitud estructural de los elementos que constituyen el edificio a partir del nivel de solicitación (esfuerzos, desplazamientos, giros...) obtenidos mediante este tipo de análisis.

Para la realización de este análisis fue necesaria una adaptación del modelo de cálculo mediante la adopción de ciertas hipótesis que permitían analizar la estructura con este método:

- Estructura horizontal: Se eliminaron los elementos tipo placa y se aplicó al plano superior de las vigas de cada planta una compatibilidad de desplazamientos en “x”, desplazamientos en “y” y giros en “z” para simular el efecto diafragma del forjado. De esta forma se modelizaron pilares y vigas únicamente con elementos tipo barra, disponiendo elementos tipo placa únicamente en los núcleos y muros de cortante. Adicionalmente, se realizó una adaptación de las cargas para aplicarlas sobre los elementos tipo viga.
- Estructura vertical (núcleos): Manteniendo los elementos tipo placa, se consideró la no linealidad de los materiales mediante la introducción de las curvas tensión-deformación conforme al Eurocódigo 8. Para cada núcleo se introdujo una ley de comportamiento que dependía de la geometría y armadura real dispuesta en cada uno de ellos.
- Estructura vertical (pilares): En relación a las leyes de comportamiento ligadas a las rótulas plásticas dispuestas en las cabezas de los pilares, se consideraron dos casos envolventes, de un 5% y 30% del axil adimensional máximo

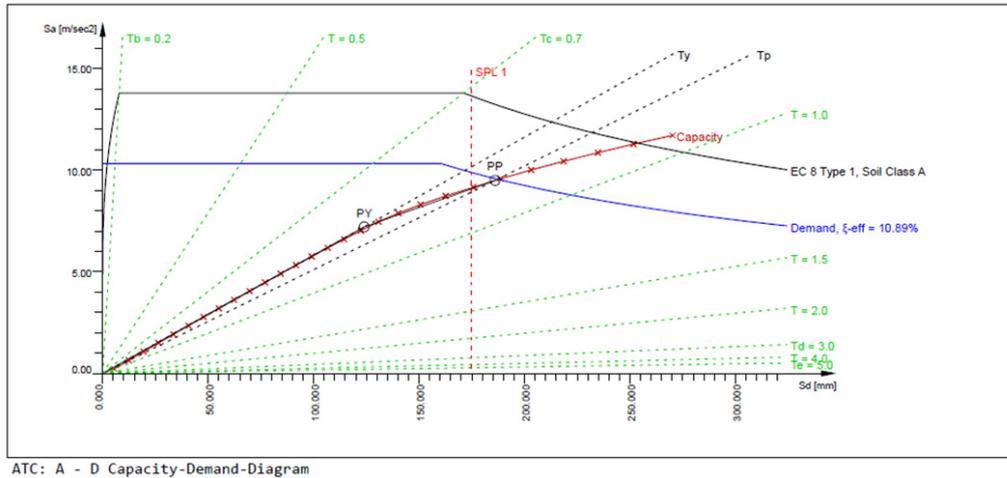


Figura 23. Curva de demanda y curva de capacidad. Punto de desempeño: Axil adimensional $V=0.30$

característico de la sección, o lo que es lo mismo, la cota superior del axil adimensional para 0.30 correspondiente a la limitación establecida por la normativa RPA99.

La metodología desarrollada es bastante específica y excede el objetivo de este artículo. Básicamente, el análisis estático no lineal o *Push-Over* permite conocer el comportamiento de una estructura ante cargas horizontales con un valor progresivamente creciente [10].

En cada incremento de carga se forman sucesivamente rótulas plásticas en distintas secciones de la estructura que dan como resultado una reproducción de la no linealidad de la misma hasta su colapso. Este tipo de modelos permiten, a su vez, un mejor conocimiento de las deformaciones y reparto de esfuerzos cortantes durante un evento de tipo sísmico.

Lo más relevante del análisis fueron las conclusiones obtenidas:

- El proyecto de estructura vertical-horizontal concebido fue capaz de responder frente a las fuerzas sísmicas que lo solicitaban. Los elementos estructurales individuales, cuyo comportamiento quedó expresado a través de las leyes momento/rotación, aportaron al sistema la capacidad de rotación necesaria para que se produjera la convergencia entre demanda y capacidad. Por tanto, el sistema estructural diseñado era estable y se encontraba alejado del colapso frente a la sollicitación del sismo último propuesto por la Normativa Argelina RPA-99 para agotar el edificio.
- Se verificaron las hipótesis de reparto de esfuerzos cortantes realizadas durante el proyecto de ejecución. El método de cálculo empleado fue una imagen fidedigna del nivel de sollicitación de la estructura frente a los esfuerzos sísmicos. Esta imagen tiene en cuenta el agotamiento parcial de los distintos elementos que componen el sistema estructural para redistribuir los esfuerzos solicitantes. Conforme a los resultados obtenidos se confirmó la hipótesis 80/20 para el reparto de esfuerzos cortantes entre los núcleos y pilares proyectados.
- El sistema proyectado expuso un comportamiento hiperestático y rígido que permitió mantener la

estructura dentro de los límites de deriva previstos por la normativa RPA99 para los puntos de desempeño obtenidos. Lejos de la formación de un mecanismo, la estructura presentaba una rama lineal que reflejó la recurrencia de los pórticos y la nula variación de los periodos fundamentales conforme a la progresiva formación de rótulas plásticas durante el proceso incremental de carga.

- A nivel de elemento, se verificó la aptitud de los núcleos de resistencia sísmica para absorber los esfuerzos de flexión y corte que los solicitaron. La aptitud a flexión se verificó al no agotarse la capacidad de deformación del acero. La aptitud a cortante se verificó mediante comprobación de las paredes críticas para cada uno de los núcleos y obtención de resultados por aplicación de la normativa argelina.

3.3.3. Forjados.

El análisis estructural de estos elementos fue bastante convencional y se desarrolló de acuerdo con los criterios específicos desde el punto de vista sísmico contemplados en la RPA99, por lo que no se profundizará en el desarrollo del mismo en el artículo.

3.3.4. Cubierta y fachadas.

Tanto la estructura metálica de la cubierta como de las fachadas se proyectó mediante acero de calidad S275 o S355. Para los nudos especiales de acero moldeado previstos en la cubierta, se especificó un acero de tipo 930-860, conforme al documento ASTM A148 / A148 M "Standard Specification for Steel Castings. High Strength for Structural Purposes".

El dimensionamiento y comprobación de la estructura metálica se realizó partiendo de los esfuerzos obtenidos en los modelos de cálculo globales. Para la comprobación de dimensiones y espesores se desarrollaron hojas de cálculo específicas.

La verificación de todos los elementos estructurales se realizó conforme a lo especificado en el D.T.R - B.C. 2.44. "Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier CCM 97", así como en los criterios específicos para estructuras de acero reflejadas en la RPA99. En aquellos aspectos específicos

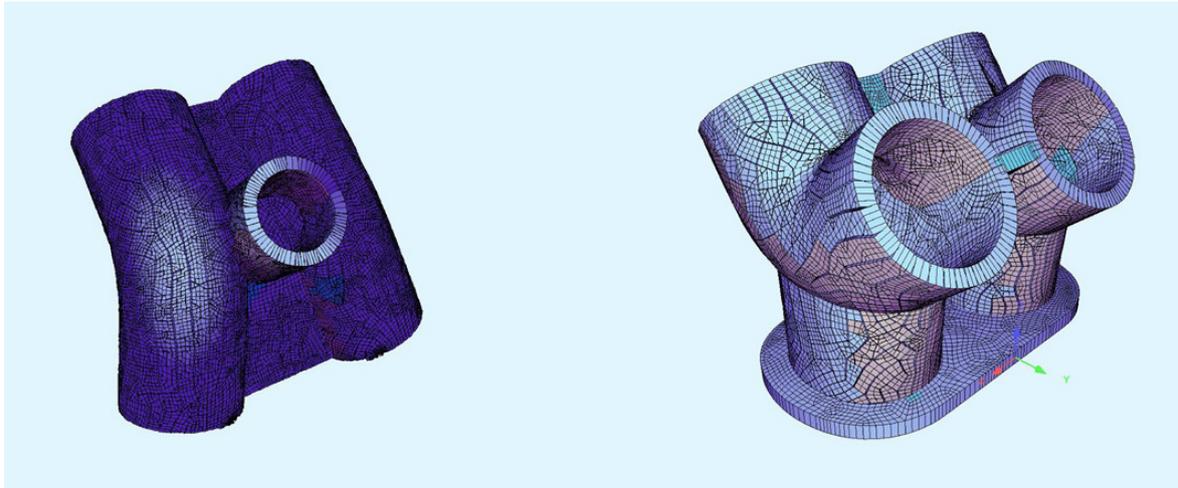


Figura 24. Modelos de elementos finitos para el análisis de nudos de acero moldeado.

no cubiertos por la normativa argelina se recurrió al empleo del Eurocódigo 3.

Tipología y organización de elementos estructurales

La cubierta está compuesta por distintos tipos de elementos estructurales organizados de acuerdo con los siguientes criterios:

- Posición en la terminal: Procesador o dique.
- Sistema estructural: Cubierta, fachada, *Eco-Cells*.
- Naturaleza del elemento estructural: Pilas, vigas, montantes, arriostramientos, voladizos...
- Sección transversal: Cajón, circular, perfil laminado...
- Ubicación espacial: Alineaciones, posiciones intermedias o extremas, relación con otros elementos...

Este conjunto de criterios genera una elevada casuística resuelta mediante una estructura de grupos con la que se gestionaba toda la información necesaria para el cálculo y dimensionamiento. Para ofrecer una aproximación acerca de la gran cantidad de elementos a analizar se indican a continuación algunos datos relevantes respecto a la clasificación de elementos para el diseño de la cubierta:

- Cubierta procesador:
 - Pilas,
 - Vigas cajón,
 - Puntales y arriostramientos,
 - Arcos interiores.
 - Voladizos lado yierra (interiores).
 - Voladizos lado tierra (laterales).
- Cubierta dique.
 - Puntales y arriostramientos.
 - Voladizo final dique.
 - Vigas cajón.
 - Cierre lateral cubierta.
 - Arcos.

Para el diseño de los elementos secundarios de las fachadas se realizaron modelos de cálculo parciales, mientras que

los elementos que forman parte activa del sistema de arriostramiento sísmico de la cubierta se analizaron a partir del modelo de cálculo global de la estructura. En este caso:

- Fachada dique:
 - Vigas de fachada.
 - Montantes y diagonales de fachada.
- Fachada procesador:
 - Montantes y diagonales de fachada.
 - Arcos superiores de fachada.

En el caso particular de las secciones armadas (vigas doble T y vigas cajón), se desarrollaron hojas de cálculo específicas que permitían determinar, en el caso de las secciones de clase IV, los parámetros mecánicos eficaces en función de los niveles de sollicitación de las mismas.

El cálculo de los detalles, en los casos más generales (uniones atornilladas, placas de anclaje, articulaciones, etc.) se realizó a partir de hojas de cálculo desarrolladas específicamente, siguiendo los criterios del Eurocódigo 3. Para los detalles más complejos se desarrollaron modelos de análisis mediante elementos finitos que permitían analizar su nivel tensional y capacidad resistente última.

Cubierta. Elementos más representativos.

Los elementos más representativos de la cubierta desde el punto de vista del diseño conceptual, principalmente los correspondientes al sistema de arriostramiento sísmico, fueron definidos con detalle en el apartado 3.2.2 del artículo. Se completa a continuación la información específica de otros elementos no desarrollados específicamente.

Entre los pórticos principales, como se ha comentado, se dispone un conjunto de arcos que salvan una luz de 36 m. Estos arcos constan de un tramo inicial de 9.0 m, en ambos extremos (adyacente a los pórticos), de ancho (550-300 mm) y canto (800-340 mm) variables. El tramo central, de 18.0 m de longitud es de ancho (300 mm) y canto (340 mm) constantes. El tipo de acero es, en general, S275 disponiéndose acero S355 en algunos elementos localizados. El espesor de las alas varía entre 25 y 30 mm, y el de las almas entre 12 y 15 mm.

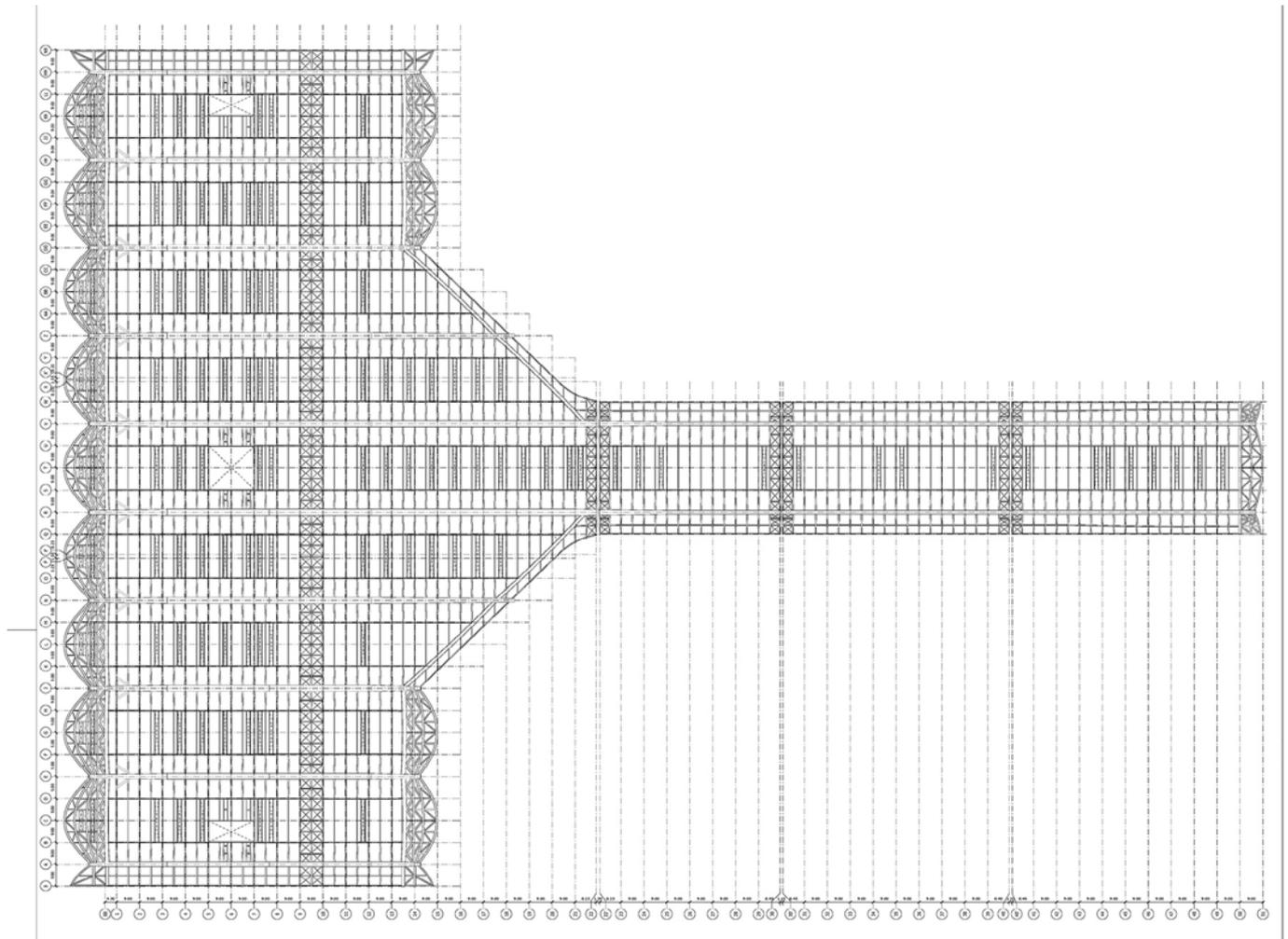


Figura 25. Planta general de la cubierta en la que puede apreciarse la posición de los elementos de arriostramiento.

Los arcos se arriostran mutuamente mediante dos perfiles longitudinales (separados 18.0 m entre sí), paralelos a los pórticos principales, cuyos esfuerzos se recogen en el extremo de la cubierta correspondiente a la fachada principal, mediante la estructura dispuesta para materializar los grandes voladizos dispuestos sobre la misma. En el extremo opuesto de la cubierta no era posible emplear el mismo sistema. Por ello, en este caso, se recurrió a la disposición de un doble cinturón de rigidez (que puede apreciarse en la figura 26, en la zona central del procesador), resuelto mediante cruces de San Andrés formados por barras tipo 860 de Pfeifer, con un límite elástico de 460 MPa, y 36 mm de diámetro.

Estos perfiles de arriostramiento transversal de los arcos se emplean asimismo como elementos de apoyo de un nuevo conjunto de arcos, estos de 18 m de luz, que permiten la ejecución de los lucernarios de la cubierta.

En ambos laterales de la terminal se proyectaron voladizos sobre la fachada de 9.0 m longitud. Estos elementos se resolvieron mediante secciones tipo cajón con el mismo canto que el resto de arcos (800-340 mm), siendo en este caso el ancho típico de 550 mm, excepto en los arcos de fachada, donde este se incrementaba hasta los 1200 mm. El espesor de las almas en las secciones cajón es de 12 o 20 mm, y el de las alas varía entre los 25 y los 35 mm.

Finalmente, el último elemento representativo de la cubierta son los voladizos en forma de visera existentes tanto en la fachada principal, con una longitud de 18 m desde el eje de la misma, como en el lado aire, con una longitud de 13.50 m. Estos elementos presentaban un vuelo variable desde los pórticos principales hacia el centro, lo cual requería una curvatura en los tres planos de la cubierta. Este “problema” se resolvió mediante la disposición de un conjunto de arcos curvados en planta que reprodujeran la geometría prevista en la arquitectura y permitieran a su vez el apoyo de la chapa de cubierta.

La disposición espacial de estos perfiles genera empujes horizontales, por lo que los arcos se arriostraron conformando una pseudo malla espacial que transfiere los esfuerzos a las vigas cajón de la fachada. Los perfiles tubulares son circulares, de 711 mm de diámetro y 20 mm de espesor, mientras que los elementos secundarios varían entre 273 y 508 mm de diámetro.

Fachada. Elementos más representativos.

Los conceptos fundamentales de las fachadas se han descrito previamente en el apartado 4.2.2 del artículo.

Estas están formadas por: montantes verticales, dispuestos cada 9.00 m; montantes horizontales (secciones tubulares

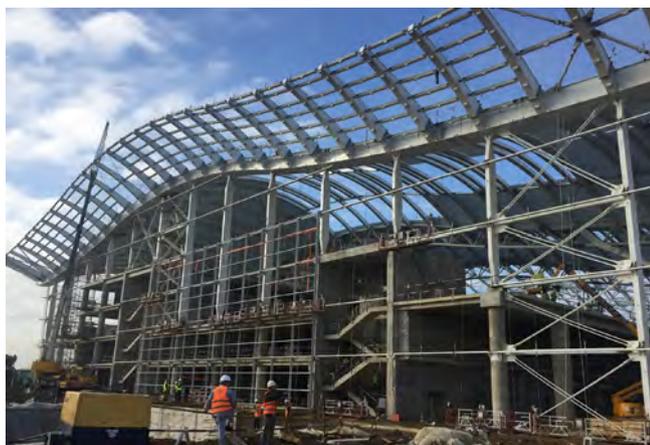


Figura 26. Imagen de las estructuras de las fachadas con los voladizos en primer plano.

rectangulares de 300x100 mm o 250x100 mm, en función de las zonas), dispuestos cada 4.50 m; cables intermedios dispuestos para reducir la luz de los mismos (de 16 mm de diámetro); arcos superiores y arriostramientos.

A partir de un concepto único se definieron 7 zonas de fachada (A, B, C, D, E y F), en función de los condicionantes particulares de cada una de ellas. Las fachadas tipo A, B, C y D corresponden al procesador y las tipo E, F y G al dique.

Los elementos principales de la fachada, los montantes, se proyectaron como elementos articulados en arranque y en coronación, con un tramo inicial de sección variable y un tramo central de sección constante. El canto de este tramo

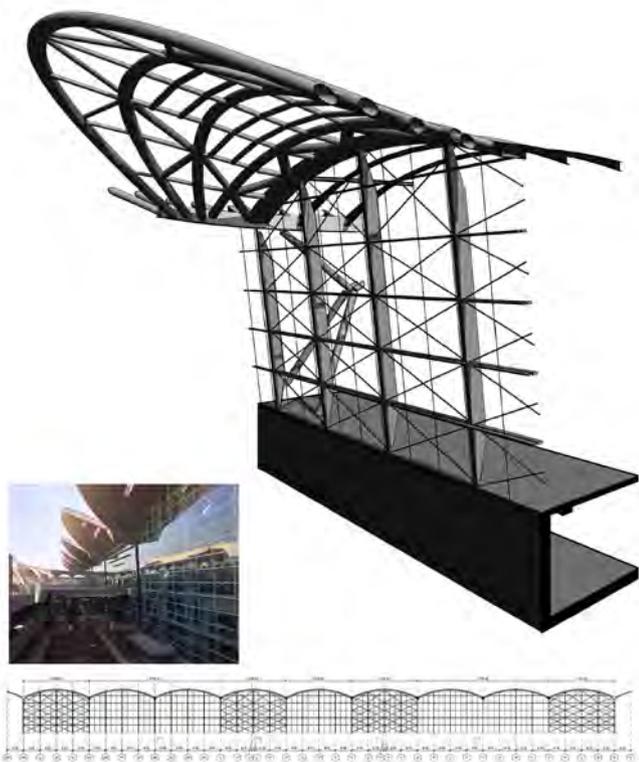


Figura 27. Esquema general de la fachada principal, módulo principal y "visera" en primer plano.

constante varía en función de las zonas desde un máximo de 1000 mm en la zona del procesador, hasta un mínimo de 500 mm en la zona del dique. El ancho aparente (el visible desde la terminal) varía entre 150 y 200 mm, generando en general una sensación de esbeltez en estos elementos.

Las fachadas tipo "A" son fachadas arriostradas con cruces de San Andrés y forman parte del sistema de arriostramiento sísmico de la cubierta. Se dispusieron un total de cuatro de estos módulos en la fachada principal y dos de ellos en la fachada correspondiente al lado aire del procesador. Las cruces de San Andrés están formadas por parejas de barras de acero S460 y 48 mm de diámetro, giradas 90° entre sí para evitar la interferencia entre las mismas.

Las fachadas tipo "B" se disponen igualmente en el lado tierra y lado "aire" del procesador, actuando en este caso únicamente como montantes de apoyo de los "arcos de fachada" y como elemento resistente frente a las acciones horizontales de la propia fachada.

La fachada tipo "C" correspondía con los laterales del procesador, por lo que en este caso se adapta a la geometría definida por el nivel de los forjados interiores. En todo caso, los montantes coinciden con la línea de pilares. Esta contempla también una serie de arriostramientos en su propio plano, para dar estabilidad tanto a la propia fachada como para transmitir la acción horizontal de la primera línea de apoyos y de los arcos que arrancan en voladizo de la viga cajón de fachada. Adicionalmente, esta fachada coincide con uno de los núcleos de hormigón, que actúa a su vez como elemento desde el que se transfiere al mismo cierto nivel de sollicitación horizontal proveniente de la cubierta. Esta conexión se dispuso fundamentalmente con el objeto de limitar la deformabilidad de la fachada en el plano transversal a la misma. Para garantizar la transferencia de carga de la estructura metálica al hormigón se diseñaron unas ménsulas especiales cuyo montaje se muestra en la figura 29.

Las fachadas tipo "D" corresponden a la zona de transición del dique al procesador, mientras que las "E", "F" y "G" corresponden al dique. Conceptualmente todas estas fachadas son iguales. En ellas no se disponen cruces de San Andrés y los montantes verticales hacen frente únicamente a la parte proporcional de carga que reciben de la cubierta (en general pequeña) y a las sollicitaciones horizontales de viento y sismo.

4. CONSIDERACIONES FINALES. AGRADECIMIENTOS.

La estructura de la nueva terminal oeste del aeropuerto de Argel presentaba un reto debido a su singularidad y al fuerte condicionante derivado de su encaje en una zona de alta sismicidad.

Todo ello, junto con unos plazos de trabajo muy ajustados y unas condiciones "de contorno" complicadas, hicieron de este proyecto una tarea altamente compleja, de la cual resulta, si cabe, una mayor satisfacción al ver materializado el resultado final de la obra.

Finalmente, debemos agradecer en especial la confianza de D. Manuel Gómez Couso, director de obra por parte de Prointec y a todo su equipo. Igualmente, a todos los fantásticos

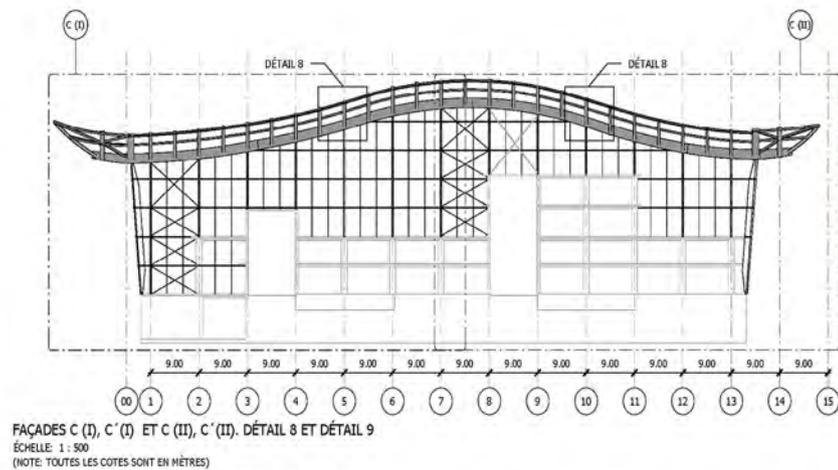


Figura 28. Fachada tipo “C”. Montaje de ménsulas para transmisión de esfuerzos horizontales de cubierta a núcleos.

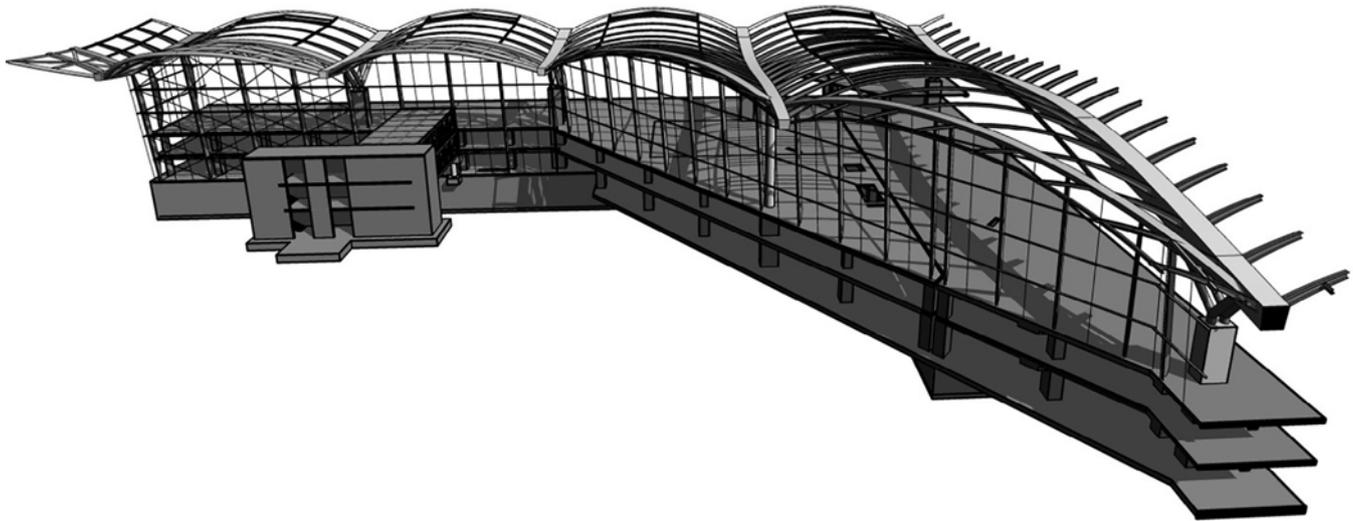


Figura 29. Fachadas tipo B y D (Procesador -lado aire- y zona de transición dique/procesador) en el modelo BIM desarrollado durante la realización del proyecto de ejecución.

profesionales que contribuyeron con su trabajo e ilusión a llevar este proyecto a la realidad. Por parte de nuestro equipo de trabajo, especial mención y agradecimiento, entre otros a: Rubén Alonso Alonso, Alberto Brusa Echevarriarza, Guillermo Corres Peiretti, Juan José López Martínez y Emilio Reviriego.

Bibliografía

- [1] MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME. Document Technique Réglementaire DTR C 2-4.8 Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / Version 2003". Alger, 2003.
- [2] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. FEMA-356. American Society of Civil Engineers. Washington, D.C., 2000.
- [3] APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings ATC-40. Seismic Safety Commission. Redwood City, California, 1996.
- [4] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance. Part 1. General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels, 2004.
- [5] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance. Part 5. Foundations, retaining structures and geotechnical aspects. Brussels, 2004
- [6] ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL. Proyecto de estructuras de hormigón frente a los efectos de las deformaciones impuestas. Grupo Trabajo 5/5. Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural. Madrid, 2013
- [7] PETSCHKE T. Estudio Analítico y Experimental de los Efectos de la Deformación Impuestas en las Estructuras Integrales. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, 2010.
- [8] REESE L.C., VAN IMDE W.F. Single piles and pile groups under lateral loading. 2ª Edition. CRC Press. 2011.



Figura 30. Panorámica general del edificio y aspecto final de las fachadas tipo B, C, D, E y F.

- [9] CORRES PEIRETTI H, ROMO MARTÍN J, PÉREZ CALDENTEY A, ROMERO REY E. “Concepción estructural, proyecto de construcción y asistencia técnica de las obras de hormigón estructural de los distintos edificios e infraestructura de la nueva Área Terminal”. Revista Hormigón y Acero. 2006, n°239., p. 31-58.
- [10] VIELMA J.C., BARBAT A.H, OLLER S. “Un índice de daño sísmico objetivo para la evaluación de los edificios de hormigón armado”. Revista Hormigón y Acero. 2008, n°248., p. 53-64.
- [11] MADRID RAMOS M, AYUSO CAYLLE G, TANNER P, CERIANI L, ARTALEJO E. “Ampliación del complejo ferroviario de Atocha (Fase I)”. Revista Hormigón y Acero. 2014. n°273, p.169-198.
- [12] Rhinoceros. Manual de Usuario [en línea]. Rhino3D.com, 2014 [consultas varias]. Disponible en: <http://docs.mcneel.com/rhino/6/help/es-es/index.htm>
- [13] Grasshopper. Tutoriales. [en línea]. Grasshopper3D.com, 2014 [consultas varias]. Disponible en: <http://www.grasshopper3d.com/page/tutorials-1>.
- [14] SCHLAICH J., BERGERMANN R., Leich Weit. Light Structures, (2nd ed.), Prestel. Munich, 2005.
- [15] DESIDERI P., NERVI JR P.L., POSITANO G. Pier Luigi Nervi. Verlag für Architektur Artemis. Zurich (Suiza), 1982., p. 27-45.

ACHE

MONOGRAFÍAS

ACHE
Asociación Científico-Técnica
del Hormigón Estructural

MONOGRAFÍA 32

M

ÁRIDOS PARA
LA FABRICACIÓN
DE HORMIGÓN
ESTRUCTURAL

Grupo de Trabajo 2/6
Áridos para hormigón estructural
Comisión 2. Materiales

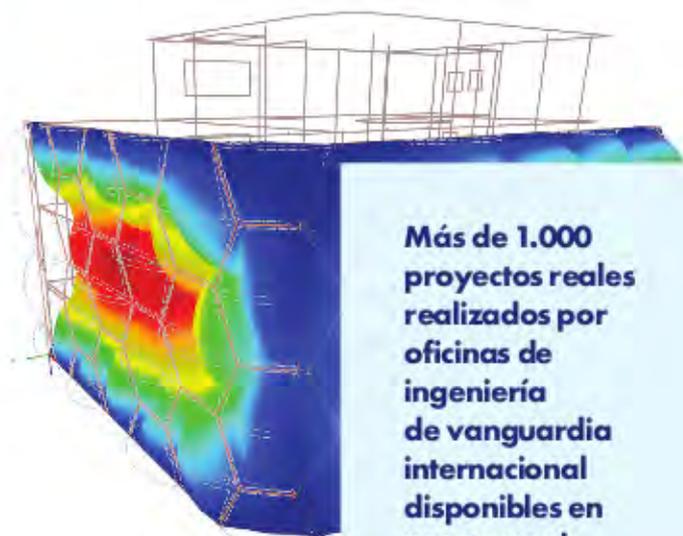
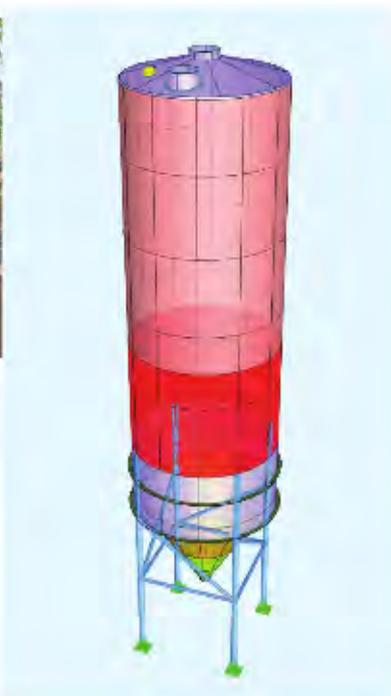
SECRETARÍA DE ACHE

Tel.: 91 336 66 98

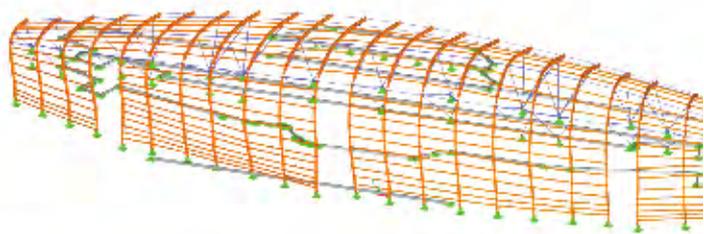
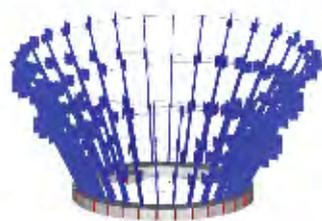
www.e-ache.com

RFEM 5

Software de análisis estructural MEF



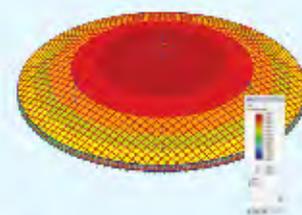
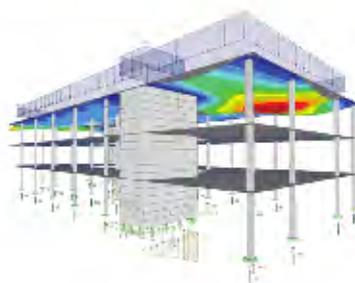
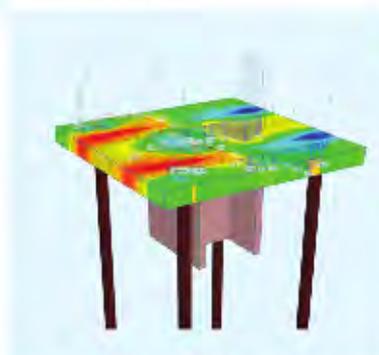
Más de 1.000 proyectos reales realizados por oficinas de ingeniería de vanguardia internacional disponibles en nuestra web.



RFEM 5 Starter Edition!

6 meses Versión Completa por 500€
(Disponible hasta el 30 de Septiembre de 2019)

- Una licencia completa de RFEM5.
- Todos los módulos, materiales y normas.
- Soporte técnico y formación gratuitos.
- Integración BIM (Revit, Tekla, .stp, .ifc, etc.).
- Reembolso de los 500€ en compra futura.



GRATUITO PARA ESTUDIANTES
Y UNIVERSIDADES



SOPORTE TÉCNICO
SIN COSTE



Software de análisis y
dimensionamiento de estructuras

www.dlubal.com

VIII CONGRESO DE



CONGRESO INTERNACIONAL DE ESTRUCTURAS

SANTANDER

| 24, 25 y 26 de junio de 2020

Resúmenes

La **fecha límite de recepción de resúmenes será el 31 de mayo de 2019**. En la página web www.CongresoACHE.com podrán encontrarse las instrucciones para los autores.

El **30 de junio de 2019** el **Comité Científico comunicará a los autores la aceptación de su resumen** o, en su caso, la propuesta de cambios a realizar.

Comunicaciones completas

La **fecha límite para la recepción de las comunicaciones completas será el 31 de octubre de 2019**. Las normas específicas para su redacción podrán encontrarse en la página web del Congreso.

Antes del 31 de enero 2020 se notificará a los autores la aceptación provisional o el rechazo de su trabajo y, en su caso, las modificaciones requeridas por el Comité Científico. La aceptación definitiva se comunicará a los autores antes del 28 de febrero de 2020.

Tanto los resúmenes como las comunicaciones completas pueden ser escritas en idioma **español o inglés**.

Publicación

La revista indexada **Hormigón y Acero** publicará un número especial con los resúmenes aceptados. Para que el resumen sea incluido en esta publicación será necesario que al menos uno de sus autores se haya inscrito en el Congreso antes del 30 de abril de 2020. **Las comunicaciones completas se publicarán en acceso abierto en la página web de dicha revista, www.hormigonyacero.com.**

Adicionalmente, el Comité Científico realizará una selección de las mejores comunicaciones completas presentadas al Congreso para su publicación como artículos de realizaciones o de investigación en números ordinarios de la revista Hormigón y Acero. Dichos artículos también estarán disponibles en acceso abierto en www.hormigonyacero.com.